



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

Departamento Ingeniería Civil

Proyecto Final N° 80

**ESTUDIO DE MEDIDAS NO ESTRUCTURALES A FIN DE MITIGAR
EXCEDENTES PLUVIALES EN CASCO URBANO DE VENADO
TUERTO**

Autor:

MURTAGH, Federico

Director Técnico:

Ing. DABOVE, Daniel

Co-Director:

Ing. ARRIETA, Daniel

Director Académico:

Ing. REVELANT, Mauricio

INDICE GENERAL

Introducción.....	8
1. Definición del problema.....	9
1.1 Antecedentes.....	9
1.2 Descripción del problema.....	10
2. Justificación.....	12
3. Objetivos del proyecto.....	13
3.1 Objetivo principal.....	13
3.2 Objetivos generales.....	13
4. Marco Referencial.....	14
4.1 Marco teórico.....	14
4.1.1 Objetivos y estrategias.....	16
4.1.2 Clasificación y tipología.....	18
4.2 Marco conceptual.....	20
4.2.1 Ciclo hidrológico.....	20
4.2.2 Escorrentía urbana.....	21
4.2.3 Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia.....	22
4.3 Marco contextual.....	23
4.3.1 Ciudad de Venado Tuerto.....	23
4.3.2 Sistema de drenaje urbano.....	24
5. Metodología.....	24
5.1 Recopilación de información.....	24
5.2 Definición cuenca de estudio.....	25
5.3 Plano de pavimento.....	26
5.4 Cuenca.....	26
5.4.1 Cuenca en estado natural.....	27
5.4.1.1 Procedimiento de cálculo.....	27
5.4.1.2 Resultados obtenidos.....	27
5.4.1.3 Conclusión.....	31
5.4.2 Cuenca en estado urbano.....	31
5.4.2.1 Procedimiento de cálculo.....	31

5.4.2.2 Resultados obtenidos.....	32
5.4.2.3 Conclusión.....	35
5.4.3 Cuenca en estado urbano vs estado natural.....	36
5.4.3.1 Procedimiento de cálculo.....	36
5.4.3.2 Resultados obtenidos.....	36
5.4.3.3 Conclusión.....	37
5.5 Curva de almacenamiento.....	38
5.5.1 Procedimiento de cálculo.....	38
5.5.2 Resultados obtenidos.....	38
5.6 Volumen de almacenamiento.....	39
5.6.1 Procedimiento de cálculo.....	39
5.6.2 Resultados obtenidos.....	39
5.7 Altura – área de inundación – volumen de inundación.....	40
5.7.1 Procedimiento de cálculo.....	40
5.7.2 Resultados obtenidos.....	40
5.7.3 Conclusión.....	42
6. Selección de alternativas.....	43
6.1 Reducción del coeficiente de escorrentía.....	44
6.1.1 Procedimiento de cálculo.....	44
6.1.2 Resultados obtenidos.....	44
6.1.3 Conclusión.....	45
6.2 Colocación de reservorios.....	46
6.2.1 Reservorios en lote.....	46
6.2.1.1 Reservorio en cuenca 1.....	47
6.2.1.1.1 Descripción de jardín de lluvia.....	47
6.2.1.1.2 Ventajas y desventajas del jardín de lluvia.....	47
6.2.1.1.3 Procedimiento de cálculo.....	48
6.2.1.1.4 Resultados obtenidos.....	48
6.2.1.2 Reservorio en cuenca 2.....	49
6.2.1.2.1 Descripción de albañal pluvial.....	49
6.2.1.2.2 Procedimiento de cálculo.....	50
6.2.1.2.3 Resultados obtenidos.....	50
6.2.2 Reservorio en vereda y calle.....	52

6.2.2.1 Procedimiento de cálculo.....	52
6.2.2.2 Resultados obtenidos.....	53
6.2.3 Conclusión.....	54
7. Cómputo y presupuesto.....	55
<u>ANEXO 1</u>	
1. Método racional.....	57
1.1 Obtención de los parámetros del método racional.....	59
1.1.1 Coeficiente de escorrentía.....	59
1.1.2 Lluvia de cálculo. Duración e intensidad.....	61
1.1.2.1 Tiempo de concentración.....	61
1.1.2.1.1 Tiempo de entrada a la red.....	62
1.1.2.1.2 Tiempo de viaje.....	62
1.1.2.2 Intensidad media máxima.....	63
1.1.3 Área de drenaje.....	64
2. Estado natural.....	66
2.1 Coeficiente de escorrentía.....	66
2.2 Intensidad.....	67
2.3 Área.....	68
3. Estado urbano.....	70
3.1 Coeficiente de escorrentía.....	70
3.1.1 Parámetros urbanísticos relativos a la ocupación de la parcela.....	70
3.1.2 Parámetros urbanísticos relativos a la capacidad constructiva.....	71
3.1.3 Determinación de superficies.....	72
3.2 Intensidad.....	74
3.2.1 Tiempo de aducción.....	74
3.2.1.1 Ecuaciones de las figuras.....	75
3.2.2 Tiempo de conducción.....	79
3.3 Área.....	82
4. Estado urbano vs cañería existente.....	82
5. Estado urbano vs cañería proyectada.....	83

6. Estado urbano vs cañería existente más cañería proyectada.....84

7. Estado urbano vs estado natural.....85

ANEXO 2

1. Hidrograma.....87

1.1 Hidrograma de entrada.....87

1.2 Hidrograma de salida.....88

1.3 Volumen excedente.....88

ANEXO 3

1. Curva de almacenamiento.....90

ANEXO 4

1. Volumen de almacenamiento.....93

ANEXO 5

1. Altura – área de inundación – volumen de inundación.....94

ANEXO 6

1. Reducción del coeficiente de escorrentía.....106

ANEXO 7

1. Colocación de reservorios.....110

1.1 Reservorios en lote.....110

1.1.1 Reservorio en cuenca 1.....110

1.1.1.1 Estado natural cuenca 1.....111

1.1.1.2 Estado urbano cuenca 1.....112

1.1.1.3 Volumen excedente.....115

1.1.1.4 Elementos reguladores del reservorio.....117

1.1.1.4.1 Caudal máximo de descarga.....117

1.1.1.4.2 Conducto de salida.....117

1.1.1.4.3 Vaciado del reservorio.....118

1.1.1.4.4 Tiempo de vaciado del reservorio.....119

1.1.1.4.5 Caudal tubo de descarga.....119

1.1.1.4.6 Vertedero de seguridad.....120

1.1.1.5 Tránsito de hidrograma.....121

1.1.2 Reservoirio en cuenca 2.....	125
1.1.2.1 Estado natural cuenca total.....	125
1.1.2.2 Estado urbano cuenca 2a.....	127
1.1.2.3 Estado urbano cuenca 2b.....	130
1.1.2.4 Estado natural cuenca 1.....	134
1.1.2.5 Hidrograma de entrada.....	134
1.1.2.6 Volumen excedente.....	134
1.1.2.7 Elementos reguladores del reservorio.....	136
1.1.2.7.1 Caudal máximo de descarga.....	136
1.1.2.7.2 Conducto de salida.....	137
1.1.2.7.3 Vaciado del reservorio.....	138
1.1.2.7.4 Tiempo de vaciado del reservorio.....	138
1.1.2.7.5 Caudal tubo de descarga.....	139
1.1.2.7.6 Vertedero de seguridad.....	139
1.1.2.8 Tránsito de hidrograma.....	140
1.2 Reservoirio en vereda y calle.....	141
1.2.1 Estado natural lote, vereda y calle.....	142
1.2.2 Estado urbano vereda y calle.....	143
1.2.3 Estado natural lotes.....	146
1.2.3.1 Tiempo encauzado por cordón cuneta.....	147
1.2.4 Hidrograma de entrada.....	147
1.2.5 Volumen excedente.....	148
1.2.6 Elementos reguladores del reservorio.....	149
1.2.6.1 Caudal máximo de descarga.....	149
1.2.6.2 Conducto de salida.....	150
1.2.6.3 Vaciado del reservorio.....	151
1.2.6.4 Tiempo de vaciado del reservorio.....	151
1.2.6.5 Caudal tubo de descarga.....	152
1.2.6.6 Vertedero de seguridad.....	152
1.2.7 Tránsito de hidrograma.....	153

ANEXO ARTÍCULOS PERIODÍSTICOS

1. Inundación 3 de Febrero de 2014.....	155
2. Inundación 30 de Marzo de 2017.....	156

ANEXO MEMORIA DE CÁLCULO

1. Cálculo de recurrencias precipitaciones.....	157
2. Estado natural.....	163
3. Estado urbano.....	197
3.1 Estado urbano vs cañería existente.....	197
3.2 Estado urbano vs cañería proyectada.....	246
3.3 Estado urbano vs cañería existente más cañería proyectada.....	246
4. Estado urbano vs estado natural.....	246
5. Altura-área de inundación-volumen de inundación.....	247
6. Reducción del coeficiente de escorrentía.....	249
7. Reservorios.....	253
7.1 Reservoirio en cuenca 1.....	253
7.2 Reservoirio en cuenca 2.....	256
7.3 Reservoirio en vereda y calle.....	260

ANEXO PLANOS

1. Cuenca de estudio.....	266
2. Plano de pavimento cuenca de estudio.....	267
3. Actualización plano de pavimento cuenca de estudio.....	268
4. Plano de desagües cuenca de estudio.....	270
5. Determinación de subcuencas.....	271
6. Hipótesis inicial.....	272
7. Altura-área de inundación-volumen de inundación.....	273
8. Modificación de parámetros iniciales.....	275
9. Detalles reservorios.....	276
Conclusiones y agradecimientos.....	277

Bibliografía consultada.....278

INTRODUCCIÓN

En la actualidad debido al acelerado crecimiento, la expansión de las ciudades y el cambio climático se han generado cambios drásticos y desequilibrios en las funciones del ciclo hidrológico, aumentando los riesgos sobre la población e incrementando la presión sobre las fuentes receptoras, lo que lleva a problemas de inundación y pérdidas económicas, teniendo como agravante la limitada capacidad de los sistemas de drenaje existentes, la ocupación de rondas y franjas de protección de ríos y cauces, y en general la falta de una adecuada planificación urbana.

Ante este panorama es necesario comenzar a mirar los procesos de urbanización y expansión de las ciudades de una manera diferente a la convencional, y que integre aspectos ambientales, urbanísticos y paisajísticos de una manera sostenible y sensible, promoviendo así proyectos amigables con el ambiente, al mismo tiempo que promueva y estimule nuevos valores culturales y sociales que se reflejen en la calidad de vida de sus habitantes.

La ciudad de Venado Tuerto no ha sido ajena a los procesos de crecimiento que se han dado a nivel general, presentando los mismos problemas y limitaciones de las grandes ciudades.

1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

1.1 ANTECEDENTES

Los procesos de crecimiento y expansión de las ciudades traen consigo una serie de cambios y alteraciones en las condiciones naturales al aumentar las superficies impermeables lo que genera problemas con el drenaje y la gestión del agua de lluvia debido al aumento en los caudales de escorrentía, que se agudizan con la limitada capacidad de los colectores existentes, y el aumento en las intensidades de lluvias, generando como consecuencia inundaciones y pérdidas económicas para las comunidades.

Para ello se hace cada vez más necesario afrontar la gestión de las aguas pluviales desde una perspectiva diferente a la convencional, que combine aspectos hidrológicos, ambientales, económicos y sociales, lográndose como resultado modelos de desarrollo sostenibles y amigables con el ambiente.

Ante este desafío, comienzan a surgir en diferentes países nuevas propuestas para enfrentar el problema de escorrentías generadas por el incremento de áreas impermeables, promoviendo proyectos que integren el tema de la gestión y control del agua de lluvia, de una manera diferente a la convencional, buscando minimizar los impactos sobre el ciclo natural del agua, con lo que se busca imitar los procesos naturales previos a la urbanización para lo cual se proponen diferentes tipologías y técnicas que permiten controlar y atenuar los picos de crecientes.

Este tipo de alternativas ofrece grandes ventajas, dentro de las que se incluyen menores costos de colectores, control de contaminación, recarga de acuíferos, integración paisajística entre otras.

En general, se podría resumir los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) en dos grandes objetivos, disminuir la cantidad de las escorrentías urbanas y mejorar la calidad de las mismas. De manera complementaria se distinguen otros beneficios:

- a) Reducir al mínimo los cambios hidrológicos generados por los procesos de urbanización.
- b) Promover la recarga de las aguas subterráneas, flujos bases y conservar los flujos superficiales.

- c) Proteger o mejorar los cauces del drenaje natural en el sitio del desarrollo urbanístico.
- d) Proteger la calidad del agua, morfología del cauce, biodiversidad, salud pública y equipamientos.
- e) Reducir los flujos de escorrentía asociados con los desarrollos urbanos, aumentando los tiempos de detención locales y minimizando áreas impermeables.
- f) Minimizar los costos de infraestructura de drenaje de desarrollo debido a la reducción de la escorrentía y los caudales máximos.
- g) Administrar los riesgos asociados con las inundaciones en la red de drenaje.

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La ciudad de Venado Tuerto, presenta un grave déficit o insuficiencia de drenaje pluvial como consecuencia de las casi exiguas pendientes naturales y las características problemáticas de su suelo, sumado a una red de macrodrenaje no desarrollada en el área rural. Estas dificultades se ven agravadas con la actitud generalizada de la población de pretender evacuar lo más rápidamente posible el agua precipitada en sus lotes, lo que provoca el anegamiento inmediato de las calles y la permanencia de estas inundaciones durante varias horas en algunas zonas, con los inconvenientes funcionales de la ciudad y las pérdidas materiales que provoca.

Adicionalmente, el problema de inundaciones en algunos sectores de la ciudad, se presenta debido a la falta de capacidad hidráulica de la infraestructura existente para drenar los caudales de escorrentía de los eventos de lluvia, situación que empeora, cuando se presentan eventos de alta precipitación simultáneos, tanto en la zona rural como en la zona urbana que provocan un aumento repentino de los caudales de escorrentía que deben ser evacuados.

Las siguientes imágenes muestran algunos registros de inundación en diferentes zonas de la ciudad originada por el exceso de escorrentías que no lograron ser evacuadas por el sistema de alcantarillado de la zona, causando grandes impactos ambientales, sociales y económicos.



Figura 1 – Inundación 8 de Febrero de 2006.



Figura 2 – Inundación 3 de Febrero de 2014.



Figura 3 – Inundación 30 de Marzo de 2017.

2. JUSTIFICACIÓN

Desde el punto de vista hidrológico la urbanización se caracteriza por el aumento de las áreas impermeables, a medida que disminuyen aquellas que tienen capacidad de infiltración. La construcción de viviendas, edificios comerciales, estacionamientos, pavimentación de calles, compactación y enripiado de calles de tierra, reduce la capacidad de infiltración del suelo. La principal consecuencia es el aumento del pico de las inundaciones pluviales, lo que provoca efectos y cambios importantes en el ciclo hidrológico, aumentando los volúmenes a escurrir, las descargas pico y reduciendo los tiempos de distribución del flujo.

En general las grandes ciudades del país se ven afectadas por un acelerado y desordenado crecimiento de la urbanización, aumentando los efectos mencionados, dejando a las redes existentes de desagüe pluvial sin capacidad para conducir los caudales generados y en consecuencia las inundaciones son cada vez más frecuentes. Algunas de estas inundaciones en cuencas altamente urbanizadas, alcanzan niveles alarmantes y pérdidas económicas millonarias, como los casos de cuencas de los arroyos de la ciudad de Buenos Aires y Rosario (Argentina).

La ciudad de Venado Tuerto, presenta un grave déficit o insuficiencia de drenaje pluvial como consecuencia de las casi exiguas pendientes naturales y las características problemáticas de su suelo, sumado a una red de macrodrenaje no desarrollada en el área rural. Estas dificultades se ven agravadas con la actitud generalizada de la población de pretender evacuar lo más rápidamente posible el agua precipitada en sus lotes, lo que provoca el anegamiento inmediato de las calles y la permanencia de estas inundaciones durante varias horas en algunas zonas, con los inconvenientes funcionales de la ciudad y las pérdidas materiales que provoca.

Una de las premisas en el manejo de las aguas pluviales en centros urbanos debe ser tratar de mantener las condiciones de comportamiento lo más próximas posibles a las existentes antes del proceso de urbanización o antropización. Esto es lo que se llama impacto hidrológico cero, es decir que las nuevas construcciones y la urbanización no modifiquen las condiciones previas al proceso de asentamiento urbano.

Para poder afrontar con éxito los retos que se presentan en el futuro, la alta impermeabilización del suelo por la rápida urbanización, el aumento de la población

dentro de las ciudades, el cambio climático, etc. es necesario cambiar a una gestión más sostenible del agua.

Ante este panorama se hace necesario y pertinente considerar la implementación de nuevas alternativas que permitan mitigar y minimizar los problemas asociados a la gestión y control de caudales de escorrentía que se producen en épocas de lluvia al tiempo que se conviertan en proyectos sustentables, sostenibles, económicos y socialmente viables y que permitan el desarrollo de nuevas áreas urbanizables. Es mediante la implementación de estas propuestas y alternativas que se busca crear un cambio en la forma de concebir y planificar los nuevos proyectos urbanísticos de cara a un problema ambiental y social, a la vez que permita integrar y fomentar valores ambientales, paisajísticos y culturales en las ciudades.

3. OBJETIVOS DEL PROYECTO

En base a la información obtenida, los objetivos que se plantean resolver en el desarrollo de este proyecto final son los siguientes:

3.1 OBJETIVO PRINCIPAL

Determinar las medidas que se pueden tomar para mitigar los efectos negativos frente a precipitaciones de recurrencia $R=20$ años.

Se propondrán diferentes medidas con el propósito de disminuir los caudales que se generan en cada punto de la cuenca y que en ciertas zonas producen anegamientos.

3.2 OBJETIVOS GENERALES

Los objetivos generales que se plantean son los siguientes:

- **Obtener los valores de precipitación y su duración, en los últimos 20 años en Venado Tuerto.**

Se recopilarán los datos de las máximas precipitaciones producidas en los últimos 20 años (entre los años 1998-2017) en la ciudad de Venado Tuerto.

- **Cómo repercuten las máximas precipitaciones en el sector de estudio.**

Se realizará una recopilación de información a través de diferentes medios (diarios, revistas, artículos periodísticos, etc.) para observar las consecuencias generadas por las máximas precipitaciones en la zona de estudio.

- **Obtener las cotas de nivel del sector de estudio.**

Esta instancia se basará en obtener las cotas de pavimento y desagüe de la zona de estudio. Esta información servirá para trazar las diferentes subcuencas que conforman la cuenca de estudio.

- **Ajustar la cuenca.**

En esta etapa se trazarán las subcuencas que conforman la cuenca. Esta información servirá para calcular los caudales en cada punto de la cuenca.

- **Determinación de caudales.**

Se determinarán los caudales en cada punto que conforma la cuenca.

- **Analizar los diferentes sistemas de desagüe pluvial.**

Se analizarán los desagües en cada punto de la cuenca para saber si es posible evacuar el caudal de entrada. Esto servirá para determinar que volumen de agua hay en cada punto.

- **Realizar un modelo hidrológico.**

Se realizará una representación simplificada del sistema real con el fin de poder realizar el cálculo de los caudales y determinar la altura de agua que se presenta en la salida de la cuenca de estudio.

4. MARCO REFERENCIAL

4.1 MARCO TEÓRICO

Cuando se urbaniza un entorno natural, se impermeabiliza una parte importante de las superficies mediante edificaciones, vías, parqueaderos, etc. Esto genera que el agua que antes se infiltraba, ahora escurra por la superficie y sea necesario recogerla, transportarla y verterla al entorno natural en puntos concretos.

Como consecuencia de esta impermeabilización del terreno se altera el ciclo natural del agua, produciéndose mayores volúmenes de escorrentía y mayores caudales punta. Además impide que la lluvia se infiltre en el terreno y recargue los acuíferos. En la figura 4, se ilustra la dinámica del agua y su balance en condición natural y urbanizada.

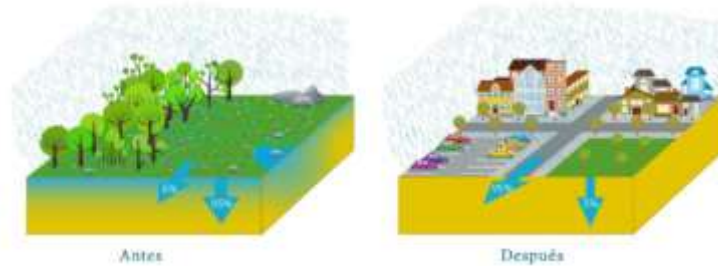


Figura 4 – Cuenca en estado natural (antes) y cuenca en estado urbano (después).

A estos inconvenientes hay que añadir la contaminación. El agua de lluvia arrastra contaminantes suspendidos en el aire (como la lluvia ácida) y al encontrarse un suelo impermeable escurre por las superficies, que a menudo están contaminadas por aceites y combustibles de vehículos, restos de actividades industriales y todo tipo de sustancias.

Las consecuencias de la urbanización intensiva sobre los procesos hidrológicos han demostrado la limitación de las soluciones tradicionales de drenaje urbano, para agravar o empeorar estos efectos. Los sistemas tradicionales de drenaje son poco flexibles y adaptables a los cambios de uso de la tierra y a los intensos procesos de urbanización y crecimiento de las ciudades, exigiendo grandes costos de inversión en ampliación de infraestructura destinada a evacuar los caudales generados por las lluvias, convirtiéndose en muchos casos en soluciones puntuales que se ven rebasadas al transcurrir el tiempo, ante este panorama se hace necesario hacer una revisión minuciosa de la forma de concebir, planificar y enfrentar los nuevos desarrollos urbanos que se dan en todas las ciudades.

Desde la década de 1970, un enfoque alternativo para abordar estas situaciones viene siendo desarrollado, tomando nota de una mayor acumulación de experiencias en algunos países de Europa, América del Norte, Australia y Japón, este es el concepto de la tecnología alternativa o compensatoria de drenaje de agua de lluvia. El término compensatoria se refiere a la finalidad central de estas técnicas, que tratan de compensar o mitigar el impacto de la urbanización sobre el ciclo hidrológico. Inicialmente, estas soluciones se enfocaron en el control del flujo a través de estructuras de almacenamiento de agua de lluvia, lo que resulta en la amortiguación de las inundaciones o la infiltración del agua de lluvia, la reducción de los volúmenes escorrentía o combinando soluciones para el almacenamiento y la infiltración. Con el

tiempo de aplicación de estas técnicas y la experiencia adquirida, han permitido conocer sobre la importancia de algunas de estas técnicas en la reducción de la contaminación difusa, causada por los múltiples contaminantes presentes en ambientes urbanos.

En la actualidad, existe una gran diversidad de técnicas compensatorias en el drenaje de agua de lluvia. En gran parte, estas técnicas se centran en los procesos de almacenamiento y la infiltración de las aguas pluviales. Sin embargo, también hay soluciones que promueven intercepción y evapotranspiración, como techos o azoteas verdes, y manejo de áreas verdes en las zonas urbanas, técnicas complementarias que se basan en la desconexión de áreas impermeables al sistema de drenaje, dirigiendo el escurrimiento de agua a las áreas verdes con la suficiente capacidad de infiltración.

La filosofía de los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenible (SUDS) es reproducir en la medida de lo posible el ciclo hidrológico natural previo a las actuaciones antrópicas. De este modo se cumple el objetivo de disminuir la cantidad y la calidad de la escorrentía y se maximiza la integración paisajística y el valor social y ambiental de la actuación.



Figura 5 – Triángulo de sostenibilidad en el drenaje urbano.

4.1.1 OBJETIVOS Y ESTRATEGIAS

Con los SUDS se potencian dos objetivos entorno al manejo de las aguas pluviales. Por un lado está la redistribución del escurrimiento urbano a través de medidas como el control en la fuente, la atenuación de picos de crecientes, la entrega de descargas controladas/reguladas, la recarga del acuífero y el aprovechamiento del transporte del flujo. Un segundo objetivo es la reducción de la contaminación de los cuerpos de agua receptores de escurrimientos urbanos.

Entre las estrategias necesarias para alcanzar los objetivos, se destacan:

a) Conservación de las áreas naturales, suelos y vegetación: El desarrollo urbano orientado a conservar en la mayor medida posible los espacios naturales, los suelos y la vegetación, manteniendo las funciones del ciclo hidrológico del predesarrollo, como la interceptación de la lluvia, la infiltración y evapotranspiración. Al maximizar estas funciones se reduce la cantidad de escorrentía que debe ser tratada posteriormente.

b) Minimizar las perturbaciones sobre los patrones de drenaje natural: Al reducir al mínimo las alteraciones de los patrones naturales de drenaje, se pretende conservar el tiempo, la velocidad y duración de la escorrentía de la etapa del predesarrollo, conservando los hábitats asociados con los cauces y las características morfológicas del drenaje.

c) Promover discontinuidades entre las áreas impermeables: De esta forma se promueve la infiltración de la lluvia y la escorrentía, desacelerando la respuesta ante un evento, filtrando la escorrentía, y aumentando la recarga de las aguas subterráneas. Las superficies permeables pueden ser una alternativa a la gestión del agua de lluvia.

d) Minimizar la compactación del suelo: La compactación afecta la estructura del suelo, reduce las tasas de infiltración, limita el crecimiento de las raíces y la supervivencia de la planta y destruye organismos del suelo. Una reducción de la infiltración crea un mayor volumen de escorrentía.

e) Direccionar el escurrimiento de áreas impermeables hacia áreas permeables: La escorrentía fluye más rápido a través de áreas impermeables, además que involucra mayores volúmenes, que favorecen la acumulación de contaminantes. Al direccionar el escurrimiento hacia áreas permeables se desacelera el tiempo de respuesta, se favorece la infiltración y se puede ganar en el filtrado de contaminantes, antes de que llegue a las aguas subterráneas.

f) Almacenar para propiciar reuso: Con la captura y almacenamiento del agua lluvia, se incentiva a que este recurso sea empleado en usos que no requieren agua potable, como jardinería, baños, etc.

g) Atenuar eventos de inundaciones: Con medidas como la redistribución del escurrimiento y la captura de un porcentaje del agua precipitada, se espera que los

caudales máximos sean laminados y su impacto sobre infraestructura y comunidades sea menor.

h) Mejoramiento de la calidad del agua de los cuerpos receptores: Los procesos de filtración de varios de los SUDS, permiten mejorar la calidad de la escorrentía que finalmente llega a los cursos de agua. Además, en varios sistemas, se tiene pre tratamiento antes de la acción de infiltración o detención, que ayuda en el mismo fin.

i) Infraestructura verde o vegetada: Al proponer y aprovechar espacios verdes se recuperan funciones como la evapotranspiración. Además, las coberturas vegetales actúan como retardantes y filtros del flujo.

j) Integración con el paisaje: La apuesta por espacios de mayor calidad ambiental, ofrece a los SUDS la oportunidad de presentarse como alternativas efectivas en el control de las aguas pluviales.

4.1.2 CLASIFICACIÓN Y TIPOLOGÍAS

A continuación se presentan algunas de las clasificaciones más comunes en función de los objetivos de los SUDS.

Control en la fuente

- Techos verdes.
- Trincheras de infiltración.
- Filtros.
- Jardines de lluvia.
- Micro reservorios de detención e infiltración.
- Pavimentos permeables.
- Desconexión de bajantes.

Atenuación de crecientes, descargas controladas

- Embalses.
- Estanques.
- Humedales.

Recarga de aguas subterráneas

- Trincheras y zanjas de infiltración.
- Cunetas verdes / infiltración.

- Filtros verdes.

Reducción de contaminación del flujo

- Sistemas de biorretención.
- Trincheras y zanjas de infiltración.
- Cunetas verdes de infiltración.
- Filtros verdes.
- Embalse

Para tratar de reproducir la hidrología natural de la cuenca de estudio, es necesario establecer una cadena de gestión de la escorrentía. Las técnicas de SUDS mencionadas, deben combinarse y enlazarse para alcanzar los objetivos globales establecidos para el sistema. La jerarquía de técnicas a considerar en el diseño de la cadena de gestión comprende:

- Prevención: Se basa en la aplicación de las medidas no estructurales (Planificación, reglamentación, control, educación, etc.).
- Control en origen: Control de la escorrentía en la fuente o en sus inmediaciones.
- Gestión en entorno urbano: Gestión del agua a escala local.
- Gestión en entorno regional: Gestión de la escorrentía a escala regional.

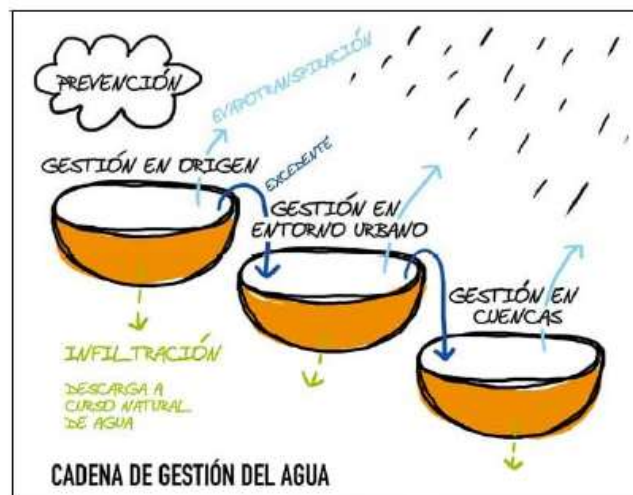


Figura 6 – Cadena o tren de gestión en el sistema SUDS.

4.2 MARCO CONCEPTUAL

4.2.1 CICLO HIDROLÓGICO

Al estudiar cualquiera de las fases de la hidrología, es necesario comenzar con un análisis del ciclo hidrológico, es decir, del proceso mediante el cual el agua evaporada de los diferentes cuerpos de agua (océanos, mares, lagos, etc.) y de la superficie es trasladada a la atmósfera y de allí, mediante las precipitaciones, vuelve nuevamente a las fuentes que la originaron. La figura 7 ilustra en forma esquemática este fenómeno.

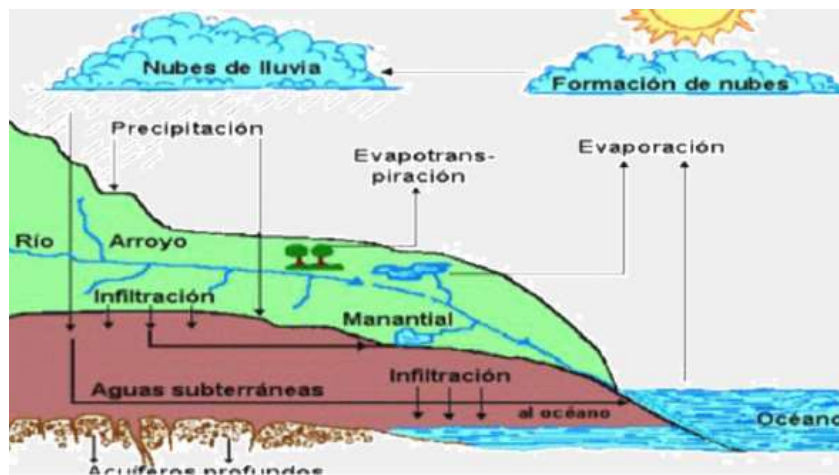


Figura 7 – Esquema del ciclo hidrológico.

En las zonas no urbanas, las precipitaciones caen sobre la vegetación, donde una pequeña parte es interceptada y el resto pasa a la fase de infiltración, la cual va a depender del tipo de suelo y su contenido de humedad, la cantidad de agua que no se infiltra se convierte en escurrimiento superficial, y de acuerdo a las condiciones topográficas, va a los cursos de agua o ríos más cercanos. Parte de ese escurrimiento se quedará en pequeñas depresiones y luego se infiltrará o evaporará.

Al urbanizarse una zona determinada, el ciclo hidrológico sufre dos grandes cambios. En primer lugar, aumenta el escurrimiento superficial al incrementarse las áreas impermeables, el cual irá además mucho más rápido a los cursos naturales o artificiales de agua. Es por ello que sobre estas superficies impermeables las pequeñas tormentas producirán escurrimientos apreciables, que no ocurrirían si dichas superficies fuesen permeables.

Este aumento relativo del escurrimiento va a depender de la parte del área total que se transforma en impermeable; por ejemplo, si en una zona no urbanizada escurre el

20% del volumen de agua precipitada, y al urbanizar la zona se pavimenta un 30% del área, el volumen total escurrido, aumentará en un 20%, suponiendo un escurrimiento total de las áreas impermeables.

El segundo cambio que sufre el ciclo hidrológico en el medio urbano está motivado por la existencia de conductos artificiales para llevar las aguas, las cuales son por lo general más eficientes hidráulicamente que los cauces naturales, produciendo un aumento en la velocidad de las aguas y por lo tanto un incremento en los gastos máximos. En definitiva, los incrementos de las extensiones de las áreas urbanizadas repercuten en un aumento del volumen de los escurrimientos y de los gastos máximos.

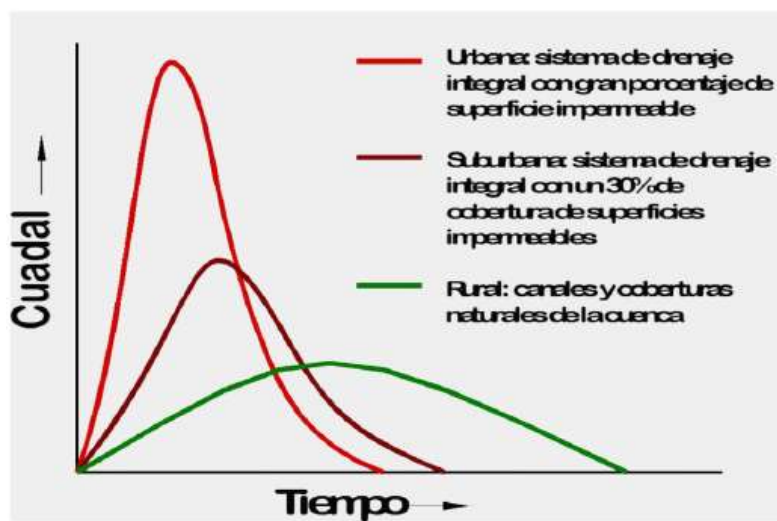


Figura 8 – Efectos de la urbanización sobre los hidrogramas.

4.2.2 ESCORRENTÍA URBANA

Luego de un aguacero se puede ver el agua corriendo sobre las superficies del terreno, pavimento de estacionamiento, calles y aceras pero, probablemente se desconoce la magnitud de sus efectos sobre los cuerpos de agua. Cuando llueve mucho el suelo se satura, por lo que el exceso de agua no penetra en la tierra y corre libremente sobre la superficie, arrastrando todo lo que encuentra a su paso.

En las últimas décadas se ha presentado un aumento considerable en el número de habitantes en zonas urbanas o desarrolladas. Este ambiente urbano se caracteriza por muchas edificaciones y áreas pavimentadas, por lo que esta superficie de terreno cubierta en concreto no permite que el agua de la lluvia se infiltre al terreno, por lo que depende de los sistemas de drenajes para manejar y disponer de las grandes cantidades de agua de escorrentía que se generan después de un aguacero y que llegan hasta los

cuerpos de agua cercanos. Esto puede ser un problema, ya que estos drenajes descargan en los cuerpos de agua sin ningún tratamiento, adicionalmente la insuficiencia en la capacidad de los sistemas de drenaje generan graves problemas de inundación.

4.2.3 CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA

El valor de la intensidad media máxima I viene dado por la duración de la lluvia, que equivale al tiempo de concentración, y por el período de retorno seleccionado. Para su obtención se puede contar con las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) desarrolladas para la región de estudio. Estas curvas se confeccionan a partir de los hietogramas registrados en diferentes estaciones pluviométricas y permiten el cálculo de la intensidad media máxima para una duración de lluvia y un período de retorno dado. Es frecuente el ajuste a las curvas IDF de modelos de tipo hiperbólico como el de Talbot:

$$I = \frac{a}{b + t}$$

Donde:

- I es la intensidad de lluvia (mm/hora);
- a y b son constantes a determinar en función del periodo de retorno;
- t es la duración (minutos).

A mayor duración de precipitación corresponde intensidades medias máximas menores, mientras que en lluvias de poca duración se registran intensidades medias máximas elevadas, lo que se refleja en el crecimiento de la curva IDF con el tiempo.

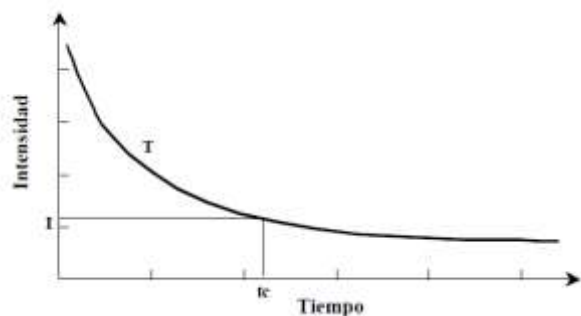


Figura 9 - Determinación de la intensidad media a partir de la curva IDF.

Se utilizaron las ecuaciones de las curvas IDF parametrizadas para la ciudad de Rosario (Santa Fe), que fueron parametrizadas, para cada recurrencia, mediante el ajuste de ecuaciones del tipo Sherman de tres parámetros:

$$I = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$$

Donde:

- i es la intensidad (mm/hora);
- α , β y γ son parámetros que varían de acuerdo a la recurrencia;
- D es la duración de la precipitación (minutos).

$i = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$ (*)	R (años)	α (-)	β (-)	γ (-)	Rango de D (minutos)	ERP (%)
Ec. (1)	2	2503,797	22,997	0,8896	5 ≤ D ≤ 2880	6,27
Ec. (2)	5	1849,402	17,280	0,8079	5 ≤ D ≤ 7200	2,92
Ec. (3)	10	2049,965	18,197	0,8011	5 ≤ D ≤ 7200	3,01
Ec. (4)	20	2199,949	18,576	0,7941	5 ≤ D ≤ 7200	3,10
Ec. (5)	50	2299,979	18,120	0,7827	5 ≤ D ≤ 7200	3,38
Ec. (6)	100	2400,000	15,004	0,7767	15 ≤ D ≤ 7200	3,00
Ec. (7)	500	2399,942	17,011	0,7534	60 ≤ D ≤ 7200	2,55
Ec. (8)	1000	2399,963	14,860	0,7437	60 ≤ D ≤ 7200	3,92
Ec. (9)	5000	2400,081	9,774	0,7249	60 ≤ D ≤ 7200	5,15
Ec. (10)	10000	2400,095	8,800	0,7174	60 ≤ D ≤ 7200	4,37

Tabla 1 – Ecuaciones de las curvas IDF parametrizadas para Rosario (Santa Fe).

4.3 MARCO CONTEXTUAL

4.3.1 CIUDAD DE VENADO TUERTO

La Ciudad de Venado Tuerto se encuentra ubicada en el Departamento General López, sudoeste de la Provincia de Santa Fe, Argentina. Es la más importante en cuanto a población del sur provincial y la 5° a nivel general.

Se encuentra ubicada a 335 km de Santa Fe Capital, a 100 km de la ciudad de Rufino, a 232 km de la ciudad de El Trébol, a 165 km de Rosario, a 143 km de Pergamino y a 365 km de la Ciudad de Buenos Aires, en la intersección de las rutas 8 y 33, lo que la hace un nexo importante en la región.

Fue fundada el 26 de abril de 1884 por Eduardo Casey, y alcanzó el estatus de ciudad el 16 de diciembre de 1935.

Dado que en esta ciudad se compuso y ejecutó la “Marcha de San Lorenzo”, es también conocida como la “Cuna de la Marcha de San Lorenzo”. El museo Regional y Archivo Histórico Cayetano Alberto Silva, es una muestra de este hito, llamado así por haber sido la casa que habitó el compositor de su música, como testimonio de aquel hecho.

La ciudad también recibe las denominaciones de "La Esmeralda de Sur" (en referencia a la riqueza de sus cultivos) y también es conocida como la capital nacional de la semilla. Es considerada como una de las ciudades más ricas de la República Argentina, en virtud de su alto PBI per cápita.

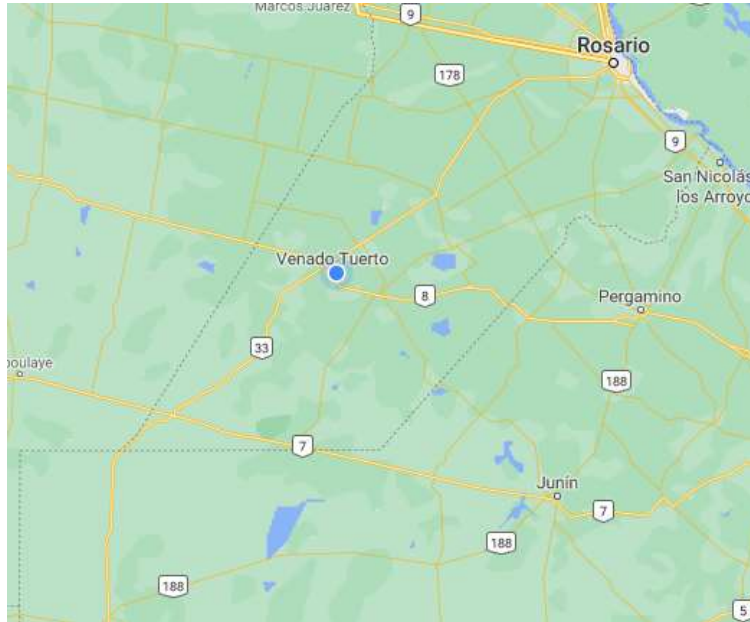


Figura 10 - Ubicación geográfica de la Ciudad de Venado Tuerto.

4.3.2 SISTEMA DE DRENAJE URBANO

El sistema de drenaje de la ciudad se compone de tuberías principales, secundarias y colectores principales que funcionan como un sistema de alcantarillado combinado, entregando aguas residuales y lluvias, a las corrientes superficiales que atraviesan por el casco urbano.

5. METODOLOGÍA

5.1 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Se recopilieron las máximas precipitaciones generadas en la Ciudad de Venado Tuerto, en un período de 20 años (entre los años 1998-2017), con el fin de observar y analizar el comportamiento del sistema de drenaje ante dicho problema.

A cada precipitación se la asoció a una recurrencia determinada. Para ello se utilizaron las ecuaciones de la curva IDR (Intensidad-Duración-Recurrencia) parametrizadas de Rosario:

$$I = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$$

Donde:

- i es la intensidad (mm/hora);
- α , β y γ son parámetros que varían de acuerdo a la recurrencia;
- D es la duración de la precipitación (minutos).

Con la intensidad obtenida para cada recurrencia, la multiplico por la duración para obtener la precipitación. Luego, la precipitación que sea similar a la del dato obtenido, será la recurrencia correspondiente asociada a dicha precipitación.

Por lo tanto queda:

R (años)	Fecha	Precipitación (mm)	Duración (min)
2	21 de Marzo de 2010	48	50
	3 de Febrero de 2014	67	240
5	7 de Noviembre de 2000	20	10
	5 de Abril de 2014	53	60
	21 de Diciembre de 2015	39	25
10	24 de Febrero de 2008	55	50
	22 de Marzo de 2009	32	15
	29 de Noviembre de 2014	51	40
	30 de Marzo de 2017	73	100
20	5 de Diciembre de 2002	26	10
50	24 de Marzo de 1999	31	10
	29 de Diciembre de 2002	28	10
100	13 de Enero de 1998	50	20
	18 de Marzo de 2001	65	30
	8 de Febrero de 2006	70	35

Tabla 2 – Resumen de las precipitaciones obtenidas asociadas a las recurrencias.

También se recopiló información acerca del Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto, con el objetivo de ver las cotas de nivel, los desagües existentes y proyectados.

5.2 DEFINICIÓN CUENCA DE ESTUDIO

La cuenca a analizar, está comprendida por una figura cuyos vértices son:

- Intersección de Avenida Ovidio Lagos y calle Iturraspe.
- Intersección de la calle Iturraspe y calle Francia.
- Intersección de la calle Francia y calle Rivadavia.

- Intersección de la calle Rivadavia y calle Cerrito.
- Intersección de la calle Cerrito y las Vías del Ferrocarril Mitre.
- Intersección de las Vías del Ferrocarril Mitre y Avenida Ovidio Lagos.

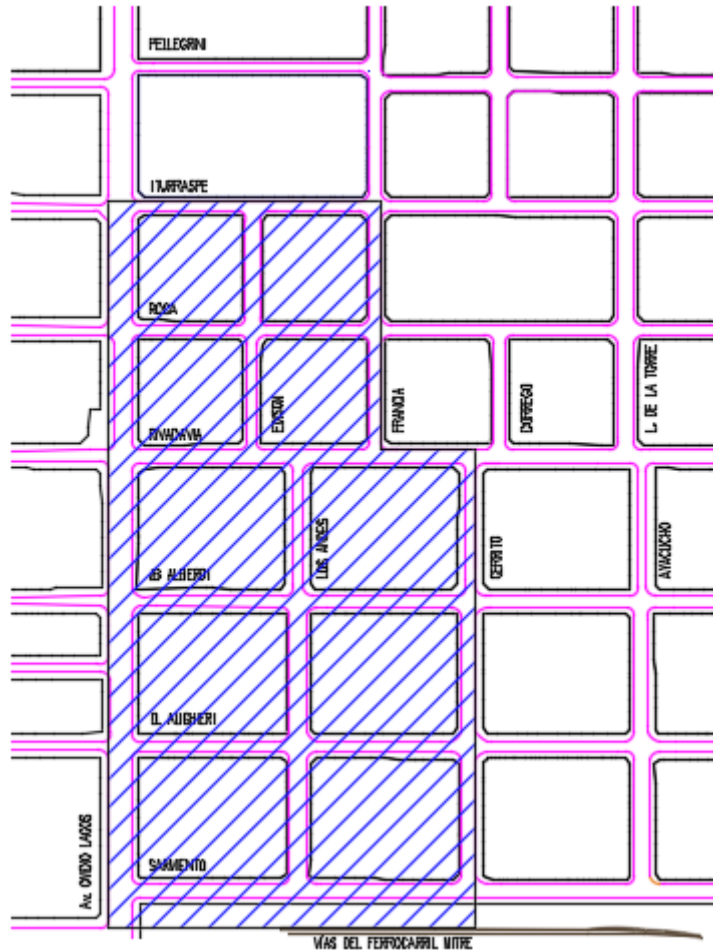


Figura 11 - Ubicación geográfica de la cuenca de estudio.

5.3 PLANO DE PAVIMENTO

Se realizó un relevamiento topográfico en la sección de control de la cuenca ubicada en la intersección de las calles Cerrito y Sarmiento, para determinar si las cotas del Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto eran correctas y se observaron diferencias. Por lo tanto para el cálculo se utilizaron las cotas del Plano de Pavimento vigente y se anexa un plano con las cotas actualizadas.

5.4 CUENCA

Se calcula la cuenca de estudio en estado natural y en estado urbano. Se analiza para una recurrencia de 2,10 y 100 años de período de retorno.

5.4.1 CUENCA EN ESTADO NATURAL

Se analiza la cuenca en su estado natural, con el fin de obtener el verdadero caudal que se puede evacuar por reglamento, respetando el impacto hidrológico cero de cada uno de los puntos que conforman la cuenca de estudio.

5.4.1.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 2 del ANEXO 1, se describe como se calculan los parámetros del método racional para la cuenca en estado natural.

5.4.1.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Se calcula el caudal en cada punto de la cuenca hasta llegar a la salida de la misma, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento. Se compara el caudal que se genera antes del proceso de urbanización (en estado natural) y el que se evacúa con la cañería existente, de acuerdo con el Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto, para determinar si la misma respeta el impacto hidrológico cero. Se obtienen los siguientes resultados para las recurrencias analizadas:

- Recurrencia = 2 años

Cuenca	Caudal (m ³ /seg)		Conclusión
	Estado Natural	Cañería Existente	
1	0,11	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
2	0,18	0,21	No respeta el impacto hidrológico cero
3	0,30	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
4'	0,07	0,07	Respeta el impacto hidrológico cero
4	0,36	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
5	0,38	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
6	0,43	0,45	No respeta el impacto hidrológico cero
7'	0,23	0,82	No respeta el impacto hidrológico cero
7	0,52	0,82	No respeta el impacto hidrológico cero

Tabla 3 – Estado natural vs cañería existente para una recurrencia de 2 años.

- Recurrencia = 10 años

Cuenca	Caudal (m ³ /seg)		Conclusión
	Estado Natural	Cañería Existente	
1	0,16	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
2	0,28	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
3	0,48	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
4'	0,11	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
4	0,62	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
5	0,61	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
6	0,69	0,45	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
7'	0,37	0,82	No respeta el impacto hidrológico cero
7	0,85	0,82	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal

Tabla 4 – Estado natural vs cañería existente para una recurrencia de 10 años.

- Recurrencia = 100 años

Cuenca	Caudal (m ³ /seg)		Conclusión
	Estado Natural	Cañería Existente	
1	0,35	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
2	0,59	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
3	1,00	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
4'	0,24	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
4	1,36	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
5	1,30	0,21	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
6	1,47	0,45	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
7'	0,78	0,82	No respeta el impacto hidrológico cero
7	1,81	0,82	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal

Tabla 5 – Estado natural vs cañería existente para una recurrencia de 100 años.

Se calcula el caudal en cada punto de la cuenca hasta llegar a la salida de la misma, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento. Se compara el caudal que se genera antes del proceso de urbanización (en estado natural) y el que se evacúa con la suma de la cañería existente y la cañería proyectada, de acuerdo con el Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto, para determinar si las mismas respetan el impacto hidrológico cero. Se obtienen los siguientes resultados para las recurrencias analizadas:

- Recurrencia = 2 años

Cuenca	Caudal (m ³ /seg)		Conclusión
	Estado Natural	Cañería Existente + Proyectada	
1	0,11	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
2	0,18	0,42	No respeta el impacto hidrológico cero
3	0,30	0,66	No respeta el impacto hidrológico cero
4'	0,07	0,07	Respeta el impacto hidrológico cero
4	0,36	1,03	No respeta el impacto hidrológico cero
5	0,38	1,03	No respeta el impacto hidrológico cero
6	0,43	1,27	No respeta el impacto hidrológico cero
7'	0,23	0,82	No respeta el impacto hidrológico cero
7	0,52	1,64	No respeta el impacto hidrológico cero

Tabla 6 – Estado natural vs cañería existente más cañería proyectada para una recurrencia de 2 años.

- Recurrencia = 10 años

Cuenca	Caudal (m ³ /seg)		Conclusión
	Estado Natural	Cañería Existente + Proyectada	
1	0,16	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
2	0,28	0,42	No respeta el impacto hidrológico cero
3	0,48	0,66	No respeta el impacto hidrológico cero
4'	0,11	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
4	0,62	1,03	No respeta el impacto hidrológico cero
5	0,61	1,03	No respeta el impacto hidrológico cero
6	0,69	1,27	No respeta el impacto hidrológico cero
7'	0,37	0,82	No respeta el impacto hidrológico cero
7	0,85	1,64	No respeta el impacto hidrológico cero

Tabla 7 – Estado natural vs cañería existente más cañería proyectada para una recurrencia de 10 años.

- Recurrencia = 100 años

Cuenca	Caudal (m ³ /seg)		Conclusión
	Estado Natural	Cañería Existente + Proyectada	
1	0,35	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
2	0,59	0,42	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
3	1,00	0,66	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
4'	0,24	0,07	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
4	1,36	1,03	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
5	1,30	1,03	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
6	1,47	1,27	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal
7'	0,78	0,82	No respeta el impacto hidrológico cero
7	1,81	1,64	Se necesita una cañería mayor para transportar el caudal

Tabla 8 – Estado natural vs cañería existente más cañería proyectada para una recurrencia de 100 años.

5.4.1.3 CONCLUSIÓN

En lo que respecta a la comparación entre el estado natural y la cañería existente se puede afirmar que:

- Para la recurrencia de 2 años algunas cañerías pueden transportar el caudal en estado natural, otras no respetan el impacto hidrológico cero siendo estas sobredimensionadas y otras cañerías son insuficientes para transportarlo necesitando secciones mayores.
- Para la recurrencia de 10 años la mayoría de las cañerías no pueden transportar dichos caudales debido a que necesitan secciones mayores.
- Para la recurrencia de 100 años la mayoría de las cañerías no pueden transportar dichos caudales debido a que necesitan secciones mayores.

En lo que respecta a la comparación entre el estado natural y la suma de la cañería existente y cañería proyectada se puede afirmar que:

- Para la recurrencia de 2 años la mayoría de la suma de cañería existente y cañería proyectada no respetan el impacto hidrológico cero, siendo estas sobredimensionadas.
- Para la recurrencia de 10 años la mayoría de la suma de cañería existente y cañería proyectada no respetan el impacto hidrológico cero, siendo estas sobredimensionadas.
- Para la recurrencia de 100 años la mayoría de la suma de cañería existente y proyectada no pueden transportar dichos caudales debido a que necesitan secciones mayores.

Finalmente, se puede concluir que la cañería existente está diseñada para una precipitación de recurrencia de entre 5 y 10 años de período de retorno.

5.4.2 CUENCA EN ESTADO URBANO

Se analiza la cuenca antropizada, con el fin de obtener el caudal que se genera en cada uno de los puntos que conforman la cuenca de estudio como consecuencia de la urbanización.

5.4.2.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 4 del ANEXO 1, se describe como se calculan los parámetros del método racional para la cuenca en estado urbano vs cañería existente.

En el punto 5 del ANEXO 1, se describe como se calculan los parámetros del método racional para la cuenca en estado urbano vs cañería proyectada.

En el punto 6 del ANEXO 1, se describe como se calculan los parámetros del método racional para la cuenca en estado urbano vs cañería existente más cañería proyectada.

En el punto 1.3 del ANEXO 2, se describe como se calcula el volumen excedente.

5.4.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Se calcula el caudal en cada punto de la cuenca hasta llegar a la salida de la misma, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento. Se compara el caudal que se genera por el proceso de urbanización (hidrograma de entrada) y el que se evacúa con la cañería existente (hidrograma de salida), de acuerdo con el Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto. Se obtienen los siguientes resultados para las recurrencias analizadas:

- Recurrencia = 2 años

Punto	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Cañería Existente	
1	0,33	0,07	293,64
2	0,55	0,21	644,15
3	0,91	0,21	937,22
4´	0,23	0,07	150,56
4	1,21	0,21	1648,41
5	1,28	0,21	1911,14
6	1,52	0,45	2093,85
7´	0,53	0,82	0,00
7	1,93	0,82	2869,58

Tabla 9 – Estado urbano vs cañería existente para una recurrencia de 2 años.

- Recurrencia = 10 años

Punto	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Cañería Existente	
1	0,48	0,07	414,19
2	0,79	0,21	985,49
3	1,31	0,21	1376,96
4'	0,33	0,07	219,36
4	1,73	0,21	2344,85
5	1,85	0,21	2758,28
6	2,19	0,45	3231,41
7'	0,80	0,82	0,00
7	2,83	0,82	4819,20

Tabla 10 – Estado urbano vs cañería existente para una recurrencia de 10 años.

- Recurrencia = 100 años

Punto	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Cañería Existente	
1	0,84	0,07	666,16
2	1,37	0,21	1696,26
3	2,26	0,21	3512,99
4'	0,58	0,07	362,48
4	2,91	0,21	3821,80
5	3,13	0,21	4555,08
6	3,69	0,45	5623,84
7'	1,39	0,82	1346,13
7	4,86	0,82	8832,31

Tabla 11 – Estado urbano vs cañería existente para una recurrencia de 100 años.

Se calcula el caudal en cada punto de la cuenca hasta llegar a la salida de la misma, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento. Se compara el caudal que se genera por el proceso de urbanización (hidrograma de entrada) y el que se evacúa con la suma de la cañería existente y la cañería proyectada (hidrograma de salida), de acuerdo con el Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto. Se obtienen los siguientes resultados para las recurrencias analizadas:

- Recurrencia = 2 años

Punto	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Cañería Existente + Proyectada	
1	0,33	0,07	293,65
2	0,55	0,42	341,81
3	0,91	0,66	329,16
4'	0,23	0,07	150,55
4	1,21	1,03	493,85
5	1,28	1,03	448,85
6	1,52	1,27	487,35
7'	0,53	0,82	0,00
7	1,93	1,64	817,89

Tabla 12 – Estado urbano vs cañería existente más cañería proyectada para una recurrencia de 2 años.

- Recurrencia = 10 años

Punto	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Cañería Existente + Proyectada	
1	0,48	0,07	414,19
2	0,79	0,42	706,45
3	1,31	0,66	811,28
4'	0,33	0,07	219,35
4	1,73	1,03	1231,18
5	1,85	1,03	1374,76
6	2,19	1,27	1704,49
7'	0,80	0,82	0,00
7	2,83	1,64	3009,96

Tabla 13 – Estado urbano vs cañería existente más cañería proyectada para una recurrencia de 10 años.

- Recurrencia = 100 años

Punto	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Cañería Existente + Proyectada	
1	0,84	0,07	666,15
2	1,37	0,42	1447,89
3	2,26	0,66	2875,35
4'	0,58	0,07	362,48
4	2,91	1,03	2778,36
5	3,13	1,03	3273,35
6	3,70	1,27	4199,08
7'	1,39	0,82	1346,28
7	4,86	1,64	7155,46

Tabla 14 – Estado urbano vs cañería existente más cañería proyectada para una recurrencia de 100 años.

5.4.2.3 CONCLUSIÓN

En lo que respecta a la comparación entre el estado urbano y la cañería existente se puede afirmar que:

- La cañería no puede transportar los caudales que se generan como consecuencia de la urbanización para las recurrencias de 2,10 y 100 años ya que evacúa caudales menores, necesitando cañerías de mayor sección.
- A medida que van aumentando las recurrencias, el caudal y volumen excedente que se genera por la urbanización en cada punto analizado también aumenta.

En lo que respecta a la comparación entre el estado urbano y la suma de la cañería existente y cañería proyectada se puede afirmar que:

- La suma de la cañería existente y cañería proyectada no puede transportar los caudales que se generan como consecuencia de la urbanización para las recurrencias de 2,10 y 100 años ya que evacúa caudales menores, necesitando cañerías de mayor sección.
- A medida que van aumentando las recurrencias, el caudal y volumen excedente que se genera por la urbanización en cada punto analizado también aumenta.

- El volumen excedente que se produce con la suma de cañería existente y cañería proyectada es menor al que se produce sólo con la cañería existente.

5.4.3 CUENCA EN ESTADO URBANO VS ESTADO NATURAL

En cada punto de la cuenca se calcula el caudal que se genera por la urbanización y se lo compara con el caudal que se puede evacuar por reglamento en estado natural a fin de determinar si respeta el impacto hidrológico cero.

5.4.3.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 7 del ANEXO 1, se describe como se calculan los parámetros del método racional para la cuenca en estado urbano vs estado natural.

En el punto 1.3 del ANEXO 2, se describe como se calcula el volumen excedente.

5.4.3.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Se calcula el caudal en cada punto de la cuenca hasta llegar a la salida de la misma, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento. Se compara el caudal que se genera por el proceso de urbanización (hidrograma de entrada) y el que se puede evacuar como máximo por reglamento respetando el impacto hidrológico cero (hidrograma de salida). Se obtienen los siguientes resultados para las recurrencias analizadas:

- Recurrencia = 2 años

Punto	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Estado Natural	
1	0,33	0,11	259,15
2	0,55	0,18	678,44
3	0,91	0,30	815,19
4'	0,23	0,07	150,56
4	1,24	0,36	1422,35
5	1,31	0,38	1590,18
6	1,56	0,43	2110,92
7'	0,53	0,23	905,01
7	1,93	0,52	3460,66

Tabla 15 – Estado urbano vs estado natural para una recurrencia de 2 años.

- Recurrencia = 10 años

Punto	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Estado Natural	
1	0,48	0,16	342,45
2	0,80	0,28	879,06
3	1,33	0,48	1034,07
4'	0,33	0,11	190,63
4	1,81	0,62	1766,37
5	1,92	0,61	2033,45
6	2,30	0,69	2719,31
7'	0,80	0,37	1156,20
7	2,87	0,85	4471,25

Tabla 16 – Estado urbano vs estado natural para una recurrencia de 10 años.

- Recurrencia = 100 años

Punto	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Estado Natural	
1	0,84	0,35	463,82
2	1,40	0,59	1216,60
3	2,33	1,00	2344,00
4'	0,58	0,24	262,59
4	3,18	1,36	3339,52
5	3,39	1,30	2762,47
6	4,06	1,47	3708,07
7'	1,39	0,78	1447,48
7	5,05	1,81	6160,89

Tabla 17 – Estado urbano vs estado natural para una recurrencia de 100 años.

5.4.3.3 CONCLUSIÓN

En lo que respecta a la comparación entre el estado urbano y el estado natural se puede afirmar que:

- El caudal que se genera como consecuencia de la urbanización es mayor al caudal máximo permitido que se puede evacuar por reglamento, con lo cual no respeta el impacto hidrológico cero.
- A medida que van aumentando las recurrencias, el caudal y volumen excedente que se genera por la urbanización en cada punto analizado también aumenta.
- Hay volumen excedente en cada subcuenca que hay que almacenar o retardar para evitar inundaciones aguas abajo.

5.5 CURVA DE ALMACENAMIENTO

Se compara en la salida de la cuenca de estudio, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento, el volumen que se genera por el proceso de urbanización (volumen afluente) y el que se puede evacuar ya sea con la cañería existente, con la suma de la cañería existente y cañería proyectada o en estado natural (volumen efluente).

5.5.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 1 del ANEXO 3, se describe como se calcula la curva de almacenamiento.

5.5.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Se calcula el volumen de almacenamiento máximo en la salida de la cuenca, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento. Se compara el volumen que se genera por el proceso de urbanización (volumen afluente) y el que se puede evacuar ya sea con la cañería existente, con la suma de la cañería existente y cañería proyectada o en estado natural (volumen efluente). Se obtienen los siguientes resultados para las recurrencias analizadas:

- Recurrencia = 2 años

Tipo de cañería	Volumen de almacenamiento máximo (m ³)
Existente	3132,36
Existente + Proyectada	1603,52
Estado Natural	4099,55

Tabla 18 – Volumen máximo de almacenamiento para una recurrencia de 2 años.

- Recurrencia = 10 años

Tipo de cañería	Volumen de almacenamiento máximo (m ³)
Existente	5522,25
Existente + Proyectada	3279,47
Estado Natural	5392,51

Tabla 19 – Volumen máximo de almacenamiento para una recurrencia de 10 años.

- Recurrencia = 100 años

Tipo de cañería	Volumen de almacenamiento máximo (m ³)
Existente	11414,90
Existente + Proyectada	7788,79
Estado Natural	7291,05

Tabla 20 – Volumen máximo de almacenamiento para una recurrencia de 100 años.

5.6 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

Se calcula el volumen de almacenamiento en la salida de la cuenca de estudio, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento.

5.6.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 1 del ANEXO 4, se describe como se calcula el volumen de almacenamiento.

5.6.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Se calcula el volumen de almacenamiento en la salida de la cuenca, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento. Se compara el volumen que se genera por el proceso de urbanización (volumen afluente) y el que se puede evacuar ya sea con la cañería existente, con la suma de la cañería existente y cañería proyectada o en estado natural (volumen efluente). Se obtienen los siguientes resultados para las recurrencias analizadas:

- Recurrencia = 2 años

Tipo de cañería	Volumen almacenamiento (m ³)
Existente	3000,97
Existente + Proyectada	1210,70
Estado Natural	3780,10

Tabla 21 – Volumen de almacenamiento para una recurrencia de 2 años.

- Recurrencia = 10 años

Tipo de cañería	Volumen almacenamiento (m ³)
Existente	5170,72
Existente + Proyectada	3144,71
Estado Natural	4931,88

Tabla 22 – Volumen de almacenamiento para una recurrencia de 10 años.

- Recurrencia = 100 años

Tipo de cañería	Volumen almacenamiento (m ³)
Existente	10123,60
Existente + Proyectada	7472,13
Estado Natural	6725,97

Tabla 23 – Volumen de almacenamiento para una recurrencia de 100 años.

5.7 ALTURA - ÁREA DE INUNDACIÓN - VOLUMEN DE INUNDACIÓN

Se calcula a partir de diferentes alturas cual es el área de inundación y volumen de inundación en la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento.

5.7.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 1 del ANEXO 5, se describe como se calcula la altura - área de inundación - volumen de inundación.

5.7.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Se determina para cada altura analizada el área de inundación y el volumen de inundación en la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento.

Altura (m)	Área de inundación (m ²)	Volumen de inundación (m ³)
1,00	28889,36	14166,61
0,95	27886,41	12812,72
0,90	26784,01	11555,71
0,85	25480,83	10382,10
0,80	24241,90	9310,50
0,75	22965,92	8342,64
0,70	22326,14	7449,25
0,65	21690,64	6607,93
0,60	20778,82	5828,88
0,55	19429,41	5155,43
0,50	16708,47	4024,44
0,45	14497,47	3064,73
0,40	12394,24	2241,40
0,35	10213,39	1549,67
0,30	7911,93	1004,13
0,25	6021,97	610,77
0,20	4770,14	314,25
0,15	1277,70	87,08
0,10	803,56	35,11
0,05	342,63	6,51

Tabla 24 – Altura – área de inundación – volumen de inundación en la salida de la cuenca de estudio.

De esta manera, se puede saber a qué altura llega el agua en la salida de la cuenca de estudio comparando el volumen de inundación obtenido por el método de altura – área de inundación – volumen de inundación expresado en el punto 5.7 y el volumen excedente obtenido por cálculo de acuerdo a lo expresado en el punto 5.6 para lluvias de 2,10 y 100 años de período de retorno; para así determinar qué tipo de medidas aplicar para reducir dicho nivel de agua y que no genere inundaciones.

- Recurrencia = 2 años

	Volumen Excedente (m³)	Altura (m)
Estado Urbano vs Cañería Existente	3000,97	Entre 0,40-0,45
Estado Urbano vs Cañería Existente + Proyectada	1210,70	Entre 0,30-0,35
Estado Urbano vs Estado Natural	3780,10	Entre 0,45-0,50

Tabla 25 – Altura de agua en función del volumen excedente en la salida de la cuenca para una recurrencia de 2 años.

- Recurrencia = 10 años

	Volumen Excedente (m³)	Altura (m)
Estado Urbano vs Cañería Existente	5170,72	Entre 0,55-0,60
Estado Urbano vs Cañería Existente + Proyectada	3144,71	Entre 0,45-0,50
Estado Urbano vs Estado Natural	4931,88	Entre 0,50-0,55

Tabla 26 – Altura de agua en función del volumen excedente en la salida de la cuenca para una recurrencia de 10 años.

- Recurrencia = 100 años

	Volumen Excedente (m³)	Altura (m)
Estado Urbano vs Cañería Existente	10123,60	Entre 0,80-0,85
Estado Urbano vs Cañería Existente + Proyectada	7472,13	Entre 0,70-0,75
Estado Urbano vs Estado Natural	6725,97	Entre 0,65-0,70

Tabla 27 – Altura de agua en función del volumen excedente en la salida de la cuenca para una recurrencia de 100 años.

5.7.3 CONCLUSIÓN

Para una lluvia de recurrencia 2 años se puede observar que:

- El volumen excedente para el estado urbano vs cañería existente es muy grande, asociado a una altura de inundación elevada ocasionando que supere los niveles de vereda (cota +0,15) y manzana (cota +0,25) provocando como consecuencia el ingreso de agua en las viviendas.
- El volumen excedente para el estado urbano vs cañería existente más cañería proyectada es grande, asociado a una altura de inundación elevada provocando que supere los niveles de vereda y manzana ocasionando inundaciones en las viviendas.
- El volumen excedente para el estado urbano vs estado natural es muy grande, asociado a una altura de inundación elevada provocando que supere los niveles de vereda y manzana ocasionando inundaciones en las viviendas.

Para una lluvia de recurrencia 10 años se puede observar que:

- El volumen excedente para el estado urbano vs cañería existente es muy grande, asociado a una altura de inundación elevada ocasionando que supere los niveles de vereda (cota +0,15) y manzana (cota +0,25) provocando como consecuencia el ingreso de agua en las viviendas. Además la altura de inundación para el mismo estado es mayor que para la recurrencia de 2 años.
- El volumen excedente para el estado urbano vs cañería existente más cañería proyectada es muy grande, asociado a una altura de inundación elevada provocando que supere los niveles de vereda y manzana ocasionando inundaciones en las viviendas. Además la altura de inundación para el mismo estado es mayor que para la recurrencia de 2 años.
- El volumen excedente para el estado urbano vs estado natural es muy grande, asociado a una altura de inundación elevada provocando que supere los niveles de vereda y manzana ocasionando inundaciones en las viviendas. Además la altura de inundación para el mismo estado es mayor que para la recurrencia de 2 años.

Para una lluvia de recurrencia 100 años se puede observar que:

- El volumen excedente para el estado urbano vs cañería existente es muy grande, asociado a una altura de inundación elevada ocasionando que supere los niveles de vereda (cota +0,15) y manzana (cota +0,25) provocando como consecuencia el ingreso de agua en las viviendas. Además la altura de inundación para el mismo estado es mayor que para las recurrencias de 2 y 10 años.
- El volumen excedente para el estado urbano vs cañería existente más cañería proyectada es muy grande, asociado a una altura de inundación elevada provocando que supere los niveles de vereda y manzana ocasionando inundaciones en las viviendas. Además la altura de inundación para el mismo estado es mayor que para las recurrencias de 2 y 10 años.
- El volumen excedente para el estado urbano vs estado natural es muy grande, asociado a una altura de inundación elevada provocando que supere los niveles de vereda y manzana ocasionando inundaciones en las viviendas. Además la altura de inundación para el mismo estado es mayor que para las recurrencias de 2 y 10 años.

De esta manera, se puede afirmar que, en la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento, los desagües de la Ciudad de Venado Tuerto (cañería existente, suma de cañería existente y cañería proyectada) no pueden evacuar el caudal generado por la urbanización provocando un volumen excedente que hace que el agua se eleve a mayor altura que la vereda y manzana originando inundaciones. Además se puede observar que se genera producto de la antropización un mayor caudal que el que se puede evacuar en estado natural, lo que significa que no respeta el impacto hidrológico cero. Para solucionar dicho problema, se deben aplicar medidas con el objetivo de reducir dichas alturas y evacuar el agua en estado natural para lluvias de 2,10 y 100 años de período de retorno.

6. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS

De acuerdo a la situación actual, la cual describe que como consecuencia de la urbanización el volumen excedente en la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento es muy grande, provocando que el

agua supere el nivel de vereda y manzana ocasionando por lo tanto inundaciones. Para solucionar dicho problema, se proponen diferentes medidas para mitigar el excedente pluvial. Se compara el caudal que se genera por el proceso de urbanización (hidrograma de entrada) y el que se puede evacuar como máximo por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero (hidrograma de salida).

6.1 REDUCCIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Con el objetivo de disminuir el caudal que llega a la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento, se propone una modificación en los Indicadores Urbanísticos en las Zonas de Regulación General del Área Urbana de la Ciudad de Venado Tuerto.

6.1.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 1 del ANEXO 6, se describe como se calcula el caudal en cada punto de la cuenca de estudio con esta nueva medida.

En el punto 1.3 del ANEXO 2, se describe como se calcula el volumen excedente.

6.1.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Se compara el caudal que se genera por el proceso de urbanización (hidrograma de entrada) y el que se puede evacuar como máximo por reglamento respetando el impacto hidrológico cero (hidrograma de salida), en la salida de la cuenca que se encuentra ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento, utilizando el método racional expresado en el punto 1 del ANEXO 1 y la curva de almacenamiento expresado en el punto 5.5. Se obtienen los siguientes resultados para las recurrencias analizadas:

➤ Método racional

Recurrencia (años)	Caudal (m ³ /seg)		Volumen Excedente (m ³)
	Estado Urbano	Estado Natural	
2	1,77	0,52	3110,94
10	2,64	0,85	4022,12
100	4,69	1,81	5566,80

Tabla 28 – Volumen excedente en la salida de la cuenca para una recurrencia de 2,10 y 100 años utilizando el método racional.

➤ Curva de almacenamiento

Recurrencia (años)	Volumen de almacenamiento máximo (m³)
2	3640,51
10	4778,60
100	6522,54

Tabla 29 – Volumen de almacenamiento máximo en la salida de la cuenca para una recurrencia de 2,10 y 100 años utilizando la curva de almacenamiento.

De acuerdo a lo expresado en el punto 5.7 se determina la altura de agua en la salida de la cuenca ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento en función del volumen excedente, como se expresó en el punto 5.6, que se generó con esta nueva medida aplicada.

Recurrencia (años)	Volumen Excedente (m³)	Altura (m)
2	3375,72	Entre 0,45-0,50
10	4400,36	Entre 0,50-0,55
100	6044,67	Entre 0,60-0,65

Tabla 30 – Volumen excedente – altura en la salida de la cuenca para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

La variación de volumen excedente que existe entre el obtenido por la situación actual (sin aplicar ninguna medida) y el obtenido por la reducción del coeficiente de escorrentía, en la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento, es el siguiente:

Recurrencia (años)	Volumen Excedente (m³)		Variación (%)
	Situación actual	Medida Aplicada	
2	3780,10	3375,72	10,70
10	4931,88	4400,36	10,78
100	6725,97	6044,67	10,13

Tabla 31 – Variación de volumen excedente entre la situación actual y la medida aplicada en la salida de la cuenca para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

6.1.3 CONCLUSIÓN

Se puede observar que el volumen excedente, en la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y Sarmiento, generado por esta nueva medida aplicada ha disminuido con respecto a la situación actual. Sin embargo el agua sigue superando el nivel de vereda y manzana ocasionando inundaciones. Por lo

tanto esta medida no es suficiente para disminuir la altura de agua en la salida de la cuenca, con lo cual se le deben sumar otras medidas con el fin de mitigar este problema.

6.2 COLOCACIÓN DE RESERVORIOS

Debido a que la medida expresada en el punto 6.1 no es suficiente para mitigar el excedente pluvial en la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y Sarmiento, ya que el agua supera el nivel de vereda y manzana ocasionando inundaciones; se propone la alternativa de a esta medida sumarle otra como la de colocar reservorios en lote, vereda y calle. Dichos reservorios permiten almacenar el agua, retardar la salida de la misma y evacuar sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

6.2.1 RESERVORIOS EN LOTE

Teniendo en cuenta las medidas aplicadas en el punto 6.1, se propone como hipótesis inicial la siguiente división del lote:

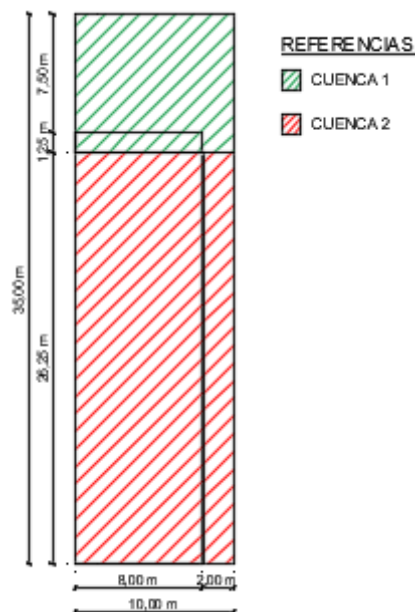


Figura 12 – División del lote.

Se propone la alternativa de colocar dos reservorios en el lote para que los mismos trabajando complementariamente almacenen el agua, retarden la salida de la misma y evacúen sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

6.2.1.1 RESERVOIRIO EN CUENCA 1

En el primer reservorio, que está ubicado en el fondo del lote se coloca un jardín de lluvia que permite almacenar el agua, retardar la salida de la misma y evacuar sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

6.2.1.1.1 DESCRIPCIÓN DE JARDÍN DE LLUVIA

El jardín de lluvia es una depresión relativamente pequeña en el suelo que puede actuar como punto de infiltración para el agua de los techos y otras aguas superficiales "limpias", es decir, agua con niveles bajos de contaminación.

Es más probable que los jardines de lluvia se implementen en propiedades privadas cercanas a los edificios. Para que el agua del techo llegue a un jardín de lluvia, las tuberías de bajada de la propiedad a menudo se desconectan del sistema de drenaje y se redirigen.

Los jardines de lluvia deben plantarse con vegetación nativa.



Figura 13 – Jardín de lluvia.

6.2.1.1.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL JARDÍN DE LLUVIA

Entre las ventajas se destacan las siguientes:

- Fácil de reequipar.
- Toma de tierra pequeña, tan mínima.
- Características atractivas que pueden ayudar a mejorar el espacio abierto.
- Se puede planificar como elementos de paisajismo.

- Puede reducir la tasa de escurrimiento y cierta reducción de volumen.
- Diseño flexible para adaptarse al paisaje.
- Se puede instalar en áreas impermeables si se diseña correctamente.
- Fácil de mantener.

Entre las desventajas se destacan las siguientes:

- Como suelen ser pequeños, su impacto en la reducción de volumen puede ser limitado.
- Requiere jardinería y gestión.
- Susceptible a obstruirse si no se gestiona el paisaje circundante.
- No apto para zonas con pendientes pronunciadas.

6.2.1.1.3 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 1.1.1 del ANEXO 7, se describe como se calculan los componentes del reservorio empleado para la cuenca 1.

6.2.1.1.4 RESULTADOS OBTENIDOS

El volumen excedente en la cuenca 1 para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Caudal de Entrada (m ³ /seg)	Caudal de Salida (m ³ /seg)	Volumen Excedente (m ³)
2	9,29E-04	6,86E-04	0,08
10	1,39E-03	1,06E-03	0,11
100	2,72E-03	2,23E-03	0,19

Tabla 32– Volumen excedente en cuenca 1 para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

De acuerdo al volumen excedente que existe para cada una de las recurrencias analizadas, se propone un reservorio con las siguientes dimensiones:

Ancho	0,30	m
Largo	3,30	m
Altura	0,25	m

Volumen =	0,25	m³
------------------	-------------	----------------------

Cota A =	-0,2500	m
Cota B =	-0,3500	m
Cota C =	-0,1500	m
Cota D =	-0,0500	m
Cota E =	0,0000	m

Diámetro tubo de descarga =	0,0330	m
------------------------------------	--------	---

L =	13,1300	m
------------	---------	---

Tabla 33 – Características geométricas del reservorio en cuenca 1.

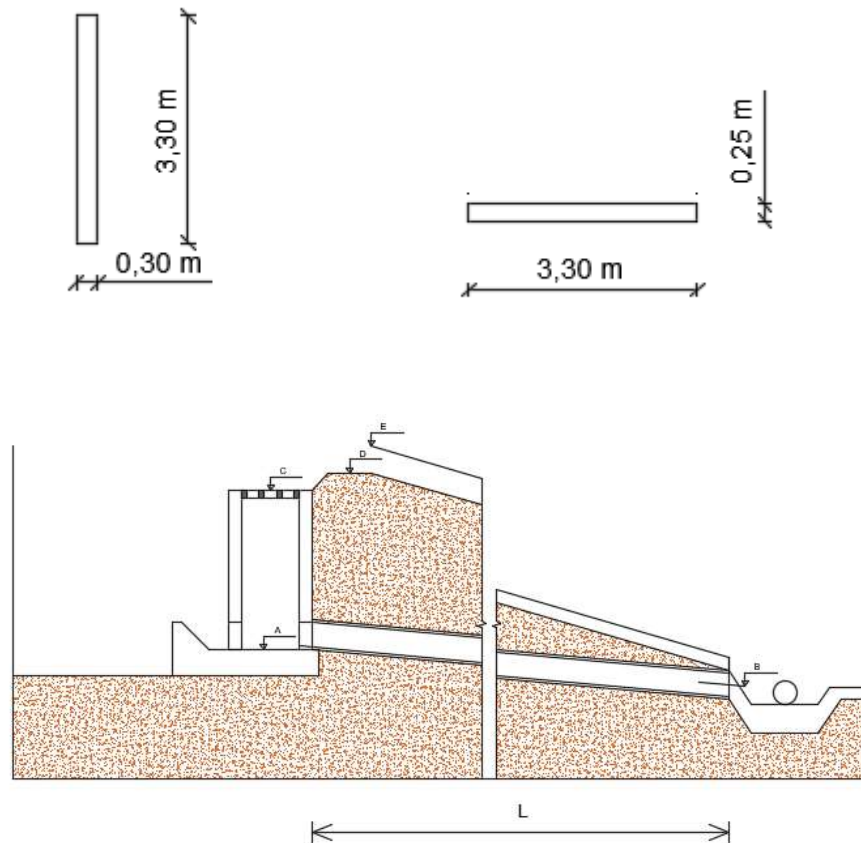


Figura 14 - Dimensiones del reservorio en cuenca 1.

6.2.1.2 RESERVORIO EN CUENCA 2

En el segundo reservorio, que está ubicado adelante del lote se coloca un albañal pluvial que permite almacenar el agua, retardar la salida de la misma y evacuar sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

6.2.1.2.1 DESCRIPCIÓN DE ALBAÑAL PLUVIAL

El albañal pluvial es un sistema que evacua y dirige rápidamente las aguas pluviales provenientes de techo y superficie impermeables, y las dirige hacia un medio natural de drenaje o red de alcantarillado.



Figura 15 - Albañal pluvial.

6.2.1.2.2 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 1.1.2 del ANEXO 7, se describe como se calculan los componentes del reservorio empleado para la cuenca 2.

6.2.1.2.3 RESULTADOS OBTENIDOS

El volumen excedente en la cuenca 2 para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Caudal de Entrada (m ³ /seg)	Caudal de Salida (m ³ /seg)	Volumen Excedente (m ³)
2	6,88E-03	2,46E-03	0,36
10	9,92E-03	3,82E-03	0,51
100	0,02	8,01E-03	0,79

Tabla 34 – Volumen excedente en cuenca 2 para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

De acuerdo al volumen excedente que existe para cada una de las recurrencias analizadas, se propone un reservorio con las siguientes dimensiones:

Ancho	0,30	m
Largo	13,13	m
Altura	0,30	m

Volumen =	1,18	m³
------------------	-------------	----------------------

Cota A =	-0,3000	m
Cota B =	-0,4000	m
Cota C =	-0,2000	m
Cota D =	-0,1000	m
Cota E =	0,0000	m

Diámetro tubo de descarga =	0,0500	m
------------------------------------	---------------	----------

L =	5,8000	m
------------	---------------	----------

Tabla 35 – Características geométricas del reservorio en cuenca 2.

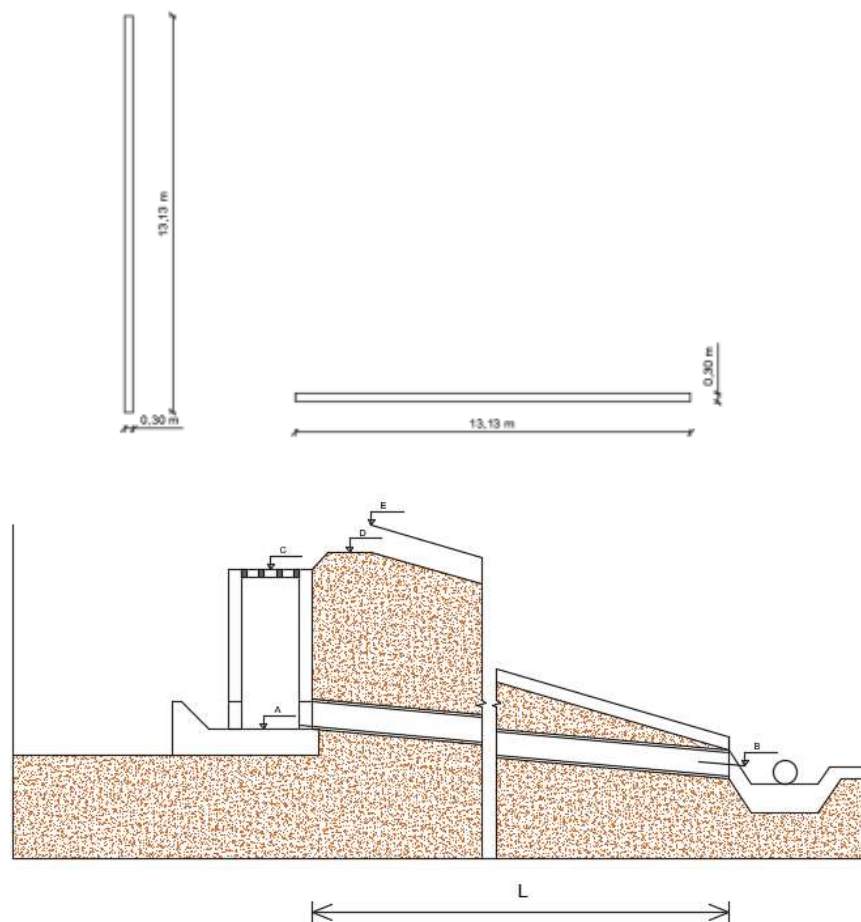


Figura 16 - Dimensiones del reservorio en cuenca 2.

6.2.2 RESERVORIO EN VEREDA Y CALLE

Teniendo en cuenta las medidas aplicadas en el punto 6.2.1, la cual describe la incorporación de reservorios en el lote, se propone la alternativa de incorporar también reservorios en vereda y calle con el objetivo de que trabajen todos conjuntamente.

Por lo tanto, se propone como hipótesis inicial la siguiente distribución del lote, vereda y calle.

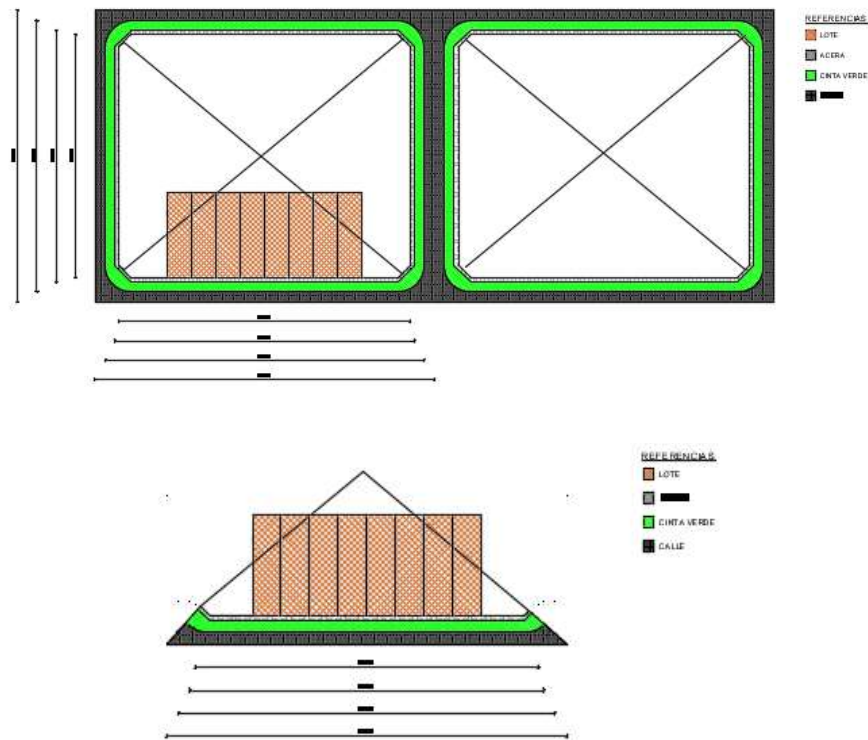


Figura 17 – Distribución de lote, vereda y calle.

Se propone la alternativa de colocar reservorios en vereda y calle, para que los mismos trabajando complementariamente con los reservorios en el lote, almacenen el agua, retarden la salida de la misma y evacúen sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

Para los reservorios en vereda y calle se coloca un jardín de lluvia tal como se expresó en el punto 6.2.1.1.1.

6.2.2.1 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En el punto 1.2 del ANEXO 7, se describe como se calculan los componentes del reservorio empleado para la vereda y calle.

6.2.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS

El volumen excedente en la cuenca vereda y calle para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Caudal de Entrada (m ³ /seg)	Caudal de Salida (m ³ /seg)	Volumen Excedente (m ³)
2	0,04	0,02	10,13
10	0,05	0,04	13,48
100	0,10	0,07	18,03

Tabla 36 – Volumen excedente en cuenca vereda y calle para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

De acuerdo al volumen excedente que existe para cada una de las recurrencias analizadas, se propone un reservorio con las siguientes dimensiones:

Ancho	3,70	m
Largo	20,00	m
Altura	0,40	m

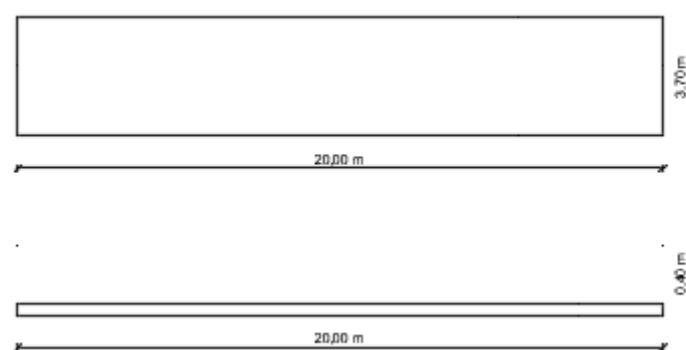
Volumen =	29,60	m³
------------------	--------------	----------------------

Cota A =	-0,4000	m
Cota B =	-0,5000	m
Cota C =	-0,3000	m
Cota D =	-0,1000	m
Cota E =	0,0000	m

Diámetro tubo de descarga =	0,1100	m
------------------------------------	---------------	----------

L =	1,0000	m
------------	---------------	----------

Tabla 37 – Características geométricas del reservorio en cuenca vereda y calle.



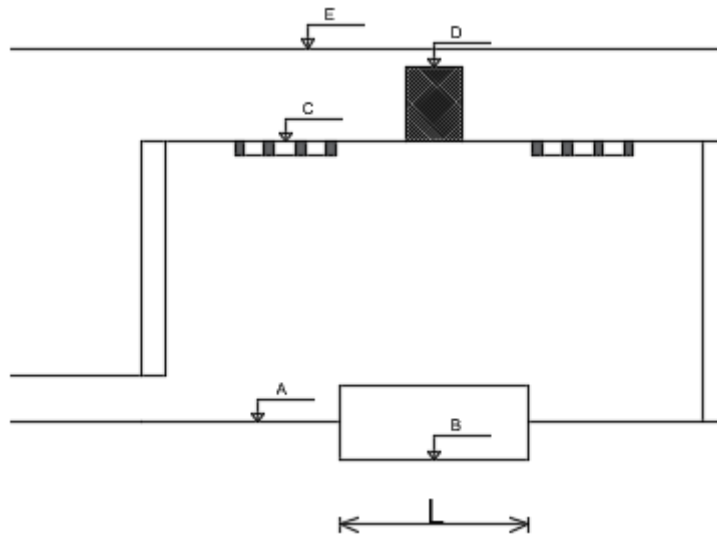


Figura 18 - Dimensiones del reservorio en vereda y calle.

6.2.3 CONCLUSIÓN

Debido a que la medida expresada en el punto 6.1 no es suficiente para mitigar el excedente pluvial en la salida de la cuenca ubicada en la intersección de la calle Cerrito y Sarmiento, ya que el agua supera el nivel de vereda y manzana ocasionando inundaciones; se propone la alternativa de incorporar reservorios en lote, vereda y calle los cuales cumplen la función de almacenar el agua, retardar la salida de la misma y evacuar sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero, evitando problemas de inundación aguas abajo.

7. CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

Se realiza el cómputo y presupuesto de los reservorios adoptados en lote, vereda y calle.

- Lote

➤ Reservorio 1

Rub.	Descripción	U	Cant.	Importe M. de Obra	Importe Equipo	Importe Material	Costo Unitario	Precio Total
1	MOVIMIENTO DE SUELO							
1.1	Excavación de cimientos	m ³	0,25	\$ 1837,33	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 1837,33	\$ 341,05
2	LLENADO DE CIMENTOS							
2.1	Llenado de cimientos	m ³	0,12	\$ 3877,00	\$ 54,73	\$ 6146,73	\$ 10078,46	\$ 938,81
3	ARTEFACTOS							
3.1	Rejilla hierro fundido 20 x 20	U	1	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 610,00	\$ 610,00	\$ 457,50
3.2	Caño Ø 33	ml	13,13	\$ 218,43	\$ 0,00	\$ 128,33	\$ 346,76	\$ 3414,72
TOTAL								\$ 5152,08

Tabla 38 – Cómputo y presupuesto del reservorio en cuenca 1.

➤ Reservorio 2

Rub.	Descripción	U	Cant.	Importe M. de Obra	Importe Equipo	Importe Material	Costo Unitario	Precio Total
1	MOVIMIENTO DE SUELO							
1.1	Excavación de cimientos	m ³	1,18	\$ 1837,33	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 1837,33	\$ 1628,38
2	LLENADO DE CIMENTOS							
2.1	Llenado de cimientos	m ³	0,53	\$ 3877,00	\$ 54,73	\$ 6146,73	\$ 10078,46	\$ 4006,19
3	ARTEFACTOS							
3.1	Rejilla hierro fundido 20 x 20	U	1	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 610,00	\$ 610,00	\$ 457,50
3.2	Rejilla lineal desagüe pluvial	U	13,13	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 3979,00	\$ 3979,00	\$ 39183,20
3.3	Caño Ø 100	ml	13,13	\$ 218,43	\$ 0,00	\$ 297,50	\$ 515,93	\$ 5080,62
3.4	Caño Ø 50	ml	5,80	\$ 218,43	\$ 0,00	\$ 206,80	\$ 425,23	\$ 1849,75
TOTAL								\$ 52205,64

Tabla 39 – Cómputo y presupuesto del reservorio en cuenca 2.

➤ Vereda y calle

Ru.	Descripción	U	Cant.	Importe M. de Obra	Importe Equipo	Importe Material	Costo Unitario	Precio Total
1	DEMOLICION							
1.1	Demolición estructura H°	m³	2,80	\$ 12384,8	\$ 2001,75	\$ 0,00	\$ 14386,55	\$ 30211,76
2	MOVIMIENTO DE SUELO							
2.1	Excavación de cimientos	m³	27,40	\$ 1837,33	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 1837,33	\$ 37757,13
3	LLENADO DE CIMENTOS							
3.1	Llenado de cimientos	m³	19,93	\$ 3877,00	\$ 54,73	\$ 6146,7	\$ 10078,46	\$ 150647,78
4	ARTEFACTOS							
4.1	Rejilla hierro fundido 20 x 20	U	2	\$ 0,00	\$ 0,00	\$ 1100,00	\$ 1100,00	\$ 1650,00
4.2	Caño Ø 110	ml	1,00	\$ 218,43	\$ 0,00	\$ 497,90	\$ 716,33	\$ 537,25
TOTAL								\$ 220803,91

Tabla 40 – Cómputo y presupuesto del reservorio en vereda y calle.

ANEXO 1**1. MÉTODO RACIONAL**

El método racional se basa en la obtención del caudal máximo de escorrentía Q de una cuenca, para un determinado período de retorno, mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Donde:

- Q es el caudal máximo en el punto de cálculo (m^3/seg);
- C es el coeficiente de escorrentía empírico relacionado con las pérdidas de precipitación;
- I es la intensidad de lluvia correspondiente a un determinado período de retorno (mm/hora);
- A es la superficie de la cuenca drenante en el punto de cálculo (Ha).

Las hipótesis fundamentales del método racional son las siguientes:

- La intensidad de la precipitación es uniforme en el espacio y no varía en el tiempo.
- La duración de la precipitación que produce el caudal máximo dada una intensidad I es equivalente al tiempo de concentración t_c . Por consiguiente, resulta un hietograma de cálculo rectangular cuya altura total toma un valor de $I \times t_c$.
- El tiempo de concentración, se considera como el tiempo que tarda toda el área drenante en contribuir a la escorrentía en la sección de salida, así como el instante en que se produce el caudal máximo en dicha sección. El tiempo que transcurre entre el cese de la lluvia y el final de la escorrentía coincide con el tiempo de concentración, por lo tanto se considera un hidrograma con una duración base dos veces dicho tiempo (figura 1). Si la duración de la lluvia excediera al tiempo de concentración, para igual intensidad, se mantendría constante el caudal máximo alcanzado en el instante de equilibrio hasta que finalizara la lluvia (figura 2). De lo contrario, en caso de que se tuviera una lluvia de igual intensidad pero de duración inferior al tiempo de concentración, el caudal máximo sería menor que en los casos anteriores, ya que no se

alcanzaría el instante en que toda la cuenca contribuye simultáneamente (figura 3).

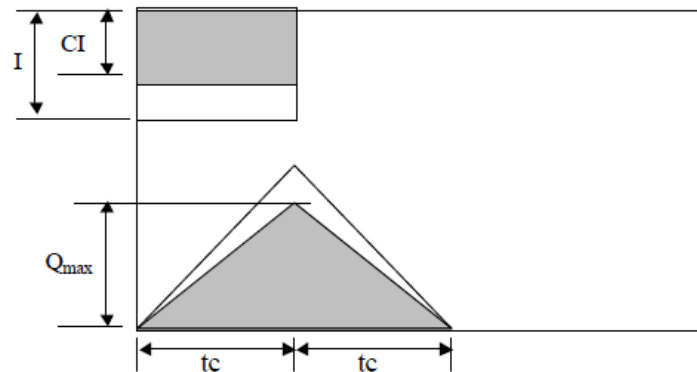


Figura 1 - Tiempo entre el cese de lluvia y el final de la escorrentía coincidente con el tiempo de concentración.

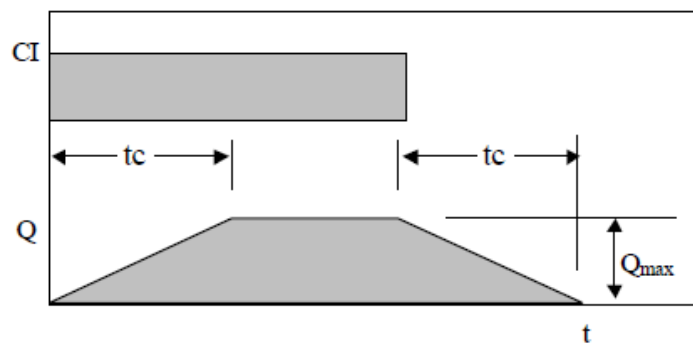


Figura 2 - Duración de la lluvia superior al tiempo de concentración.

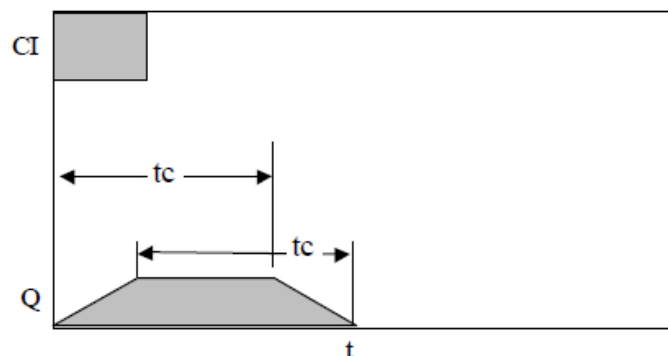


Figura 3 - Duración de la lluvia inferior al tiempo de concentración.

- El coeficiente de escorrentía se mantiene uniforme en el tiempo y en el área drenante considerada, por lo que la lluvia neta es equivalente a un hietograma rectangular de valor $C \times I \times tc$.

- El período de retorno del caudal máximo calculado es el mismo que el de la intensidad media máxima de cálculo.

Dichas hipótesis imponen una serie de limitaciones a la cuenca objeto de estudio:

- Si la intensidad de precipitación debe ser uniforme en el espacio esto implica que la superficie de la cuenca no debe ser muy extensa, ya que son habituales las tormentas de gran variabilidad espacial.
- Ya que el valor de la intensidad media máxima de precipitación debe mantenerse constante para toda la duración de la lluvia de cálculo, también es necesario que el valor del tiempo de concentración sea limitado, de tal modo que se garantice que la duración de la tormenta al menos iguale este tiempo.
- Este método es aplicable a cuencas con extensiones inferiores a 200 Ha.
- Cuencas donde exista una gran heterogeneidad en sus características físicas como, por ejemplo, en la cubierta vegetal, tipo de suelo, grado de impermeabilidad, pendiente media, red de drenaje, entre otros, será necesario en la práctica dividir las mismas en subcuencas de modo que estas sean lo más homogéneas posibles.

1.1 OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DEL MÉTODO RACIONAL

1.1.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía se define, esencialmente, como la relación entre el volumen de lluvia neta (o de escorrentía) y el de la lluvia total, y, por lo tanto, teóricamente varía en el rango de valores entre 0 y 1. De un modo particular en el método racional el coeficiente de escorrentía puede expresarse como la relación entre las intensidades medias de la lluvia efectiva y total, y también como el caudal máximo por unidad de área y por unidad de intensidad media de lluvia total. Aunque el método racional se denomina como tal a partir de considerar que puede llegarse a él de forma teórica, la utilización en el mismo de coeficientes de carácter experimental implica cierto grado de empirismo, ya que el usuario debe escoger los valores más acordes con la experiencia. De todos modos, en zonas urbanas con grados de impermeabilidad de la superficie muy elevados los coeficientes de escorrentía tienden a 1 y se mueven en intervalos relativamente pequeños, lo que facilita su elección.

Principalmente, el fenómeno físico que intenta reproducir el coeficiente de escorrentía es el proceso de pérdidas que actúa en diferentes vías (intercepción, almacenamiento en depresiones, infiltración, evapotranspiración, etc.), y que depende de las características del uso y tipo de suelo, de la topografía y de la propia tormenta. Como se ha indicado anteriormente, la aplicación de dicho coeficiente se produce de forma uniforme en toda la duración de la lluvia, lo que contradice lo observado experimentalmente, puesto que el índice de pérdidas disminuye al aumentar la duración de la lluvia. Por ello, otras funciones de pérdidas asignan un valor de pérdidas iniciales, o umbral de escorrentía, y una vez cubiertas estas utilizan una función de infiltración de carácter decreciente. El uso del coeficiente de escorrentía en el método racional supone considerar un índice promedio de pérdidas totales durante un tiempo equivalente al de concentración.

En la tabla 1 se muestran los valores del coeficiente de escorrentía para diferentes tipos de superficie (zonas urbanas y rurales) y para diferentes períodos de retorno.

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas urbanas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Cemento, tejados	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
<i>Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de la superficie)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Pendiente media (2-7%)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente alta (> 7%)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición media (cobertura vegetal entre el 50% y el 75% del área)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (> 7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Pendiente media (2-7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente alta (> 7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Zonas rurales							
Campos de cultivo							
Pendiente baja (0-2%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Pendiente media (2-7%)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente alta (> 7%)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales, prados, dehesas							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (> 7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques, montes arbolados							
Pendiente baja (0-2%)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Pendiente media (2-7%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente alta (> 7%)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Los valores de esta tabla son los utilizados en la ciudad de Austin (Texas, USA) para determinar caudales punta por el método racional en su término municipal.

Tabla 1 - Coeficiente de Escorrentía C de Chow et al.(1988)

En general, se acepta en el método racional que el período de retorno asociado a una lluvia es equivalente al de la escorrentía generada.

Es habitual que a pesar de que se realice una división en subcuencas a partir de una cuenca inicial con objeto de conseguir el mayor grado de homogeneidad posible, las características del terreno en cada una de ellas no sean lo suficientemente homogéneos, sobre todo en una urbanización de tipo residencial con importantes zonas ajardinadas. Por lo tanto, es habitual tomar un coeficiente de escorrentía medio a partir de una ponderación de áreas:

$$C = \frac{(C_{per} \times A_{per}) + (C_{imp} \times A_{imp})}{(A_{per} + A_{imp})}$$

Donde:

- C es el coeficiente de escorrentía medio;
- C_{per} es el coeficiente escorrentía del área permeable;
- A_{per} es la zona permeable del área considerada (m^2);
- C_{imp} es el coeficiente escorrentía del área impermeable;
- A_{imp} es la zona impermeable del área considerada (m^2).

En definitiva, cabe decir que de los parámetros necesarios para la aplicación del método racional el coeficiente de escorrentía es el que presenta mayor subjetividad en su estimación, puesto que depende en gran medida de los datos experimentales con que se cuente en la región de estudio. Además, como hemos visto, en dicho coeficiente se intentan reproducir fenómenos de muy diferente naturaleza que afectan al proceso de pérdidas, complicando su selección.

1.1.2 LLUVIA DE CÁLCULO.DURACIÓN E INTENSIDAD

La lluvia de cálculo que se adopta en el método racional corresponde a un hietograma rectangular de intensidad uniforme I y duración equivalente al tiempo de concentración de la cuenca, lo que implica una altura total de lluvia de valor $I \times t_c$ precipitando de manera uniforme en toda la superficie de la cuenca. Por consiguiente, conociendo t_c e I queda determinada la lluvia de cálculo.

1.1.2.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer la distancia entre el punto hidrológicamente más alejado y la sección de control de la cuenca considerada. De acuerdo a las hipótesis del método racional, se tiene que dicho tiempo equivale al que transcurre entre el comienzo de la lluvia y el

instante en que se produce el caudal máximo, es decir, el instante en que toda la cuenca contribuye a la escorrentía (tiempo de equilibrio) y que coincide con la duración de la misma después de finalizada la lluvia.

El tiempo de concentración es función, por un lado, de las características geomorfológicas de la cuenca (forma en planta, pendiente media, cubierta vegetal, topografía de las vertientes, densidad y geometría de la red de drenaje, etc.) que facilitan en mayor o menor medida la evacuación de la escorrentía y, por otro lado, de la intensidad de lluvia, ya que la velocidad del flujo varía con el caudal de escorrentía generado. Los procesos de urbanización, en general, disminuyen notablemente la rugosidad de las superficies de escurrimiento, las impermeabilizan, y además aumentan la densidad de la red de drenaje y su capacidad de desagüe. Por consiguiente, se genera más escorrentía y ésta es evacuada en menor tiempo. Todo ello genera una disminución significativa de los tiempos de concentración en zona urbana respecto al terreno natural.

El tiempo de concentración corresponde a flujos de distintas características que se desarrollan hasta que la escorrentía abandona la cuenca. En zona urbana se pueden distinguir dos tipos de flujo, dada su diferente naturaleza, y que corresponden, en primer término, al que se produce en superficie desde que la lluvia entra en contacto con la misma hasta que la escorrentía se introduce en la red de alcantarillado a través de las estructuras de captación (t_e) y, en segundo término, al que tiene lugar en el interior de la red de drenaje (t_v). Por lo tanto, el tiempo de concentración de la cuenca se obtiene como la suma de ambos:

$$T_c = T_e + T_v$$

1.1.2.1.1 TIEMPO DE ENTRADA A LA RED

El tipo de flujo que se desarrolla hasta que el agua se incorpora en la red, recorre habitualmente superficies de muy distinta naturaleza, como son cubiertas de edificios, aceras, calzadas y cunetas que, en general y excepto en el caso de flujo desarrollado en largos tramos de cunetas, presentan un comportamiento bidimensional.

1.1.2.1.2 TIEMPO DE VIAJE

El tiempo de viaje corresponde al flujo que se desarrolla en el interior de la red de alcantarillado y, por lo tanto, presenta una naturaleza principalmente unidimensional,

bien distinta al producido en superficie, al tener lugar a través de conductos hidráulicamente bien definidos y de los que es relativamente sencillo disponer de buena información.

1.1.2.2 INTENSIDAD MEDIA MÁXIMA

El valor de la intensidad media máxima I viene dado por la duración de la lluvia, que equivale al tiempo de concentración, y por el período de retorno seleccionado. Para su obtención se puede contar con las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) desarrolladas para la región de estudio. Estas curvas se confeccionan a partir de los hietogramas registrados en diferentes estaciones pluviométricas y permiten el cálculo de la intensidad media máxima para una duración de lluvia y un período de retorno dados. Es frecuente el ajuste a las curvas IDF de modelos de tipo hiperbólico como el de Talbot:

$$I = \frac{a}{b + t}$$

Donde:

- I es la intensidad de lluvia (mm/hora);
- a y b son constantes a determinar en función del periodo de retorno;
- t es la duración (minutos).

Se utilizaron las ecuaciones de las curvas IDF parametrizadas para la ciudad de Rosario (Santa Fe), que fueron parametrizadas, para cada recurrencia, mediante el ajuste de ecuaciones del tipo Sherman de tres parámetros:

$$I = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$$

Donde:

- i es la intensidad (mm/hora);
- α , β y γ son parámetros que varían de acuerdo a la recurrencia;
- D es la duración de la precipitación (minutos).

$i = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$ (*)	R (años)	α (-)	β (-)	γ (-)	Rango de D (minutos)	ERP (%)
Ec. (1)	2	2503,797	22,997	0,8896	$5 \leq D \leq 2880$	6,27
Ec. (2)	5	1849,402	17,280	0,8079	$5 \leq D \leq 7200$	2,92
Ec. (3)	10	2049,965	18,197	0,8011	$5 \leq D \leq 7200$	3,01
Ec. (4)	20	2199,949	18,576	0,7941	$5 \leq D \leq 7200$	3,10
Ec. (5)	50	2299,979	18,120	0,7827	$5 \leq D \leq 7200$	3,38
Ec. (6)	100	2400,000	15,004	0,7767	$15 \leq D \leq 7200$	3,00
Ec. (7)	500	2399,942	17,011	0,7534	$60 \leq D \leq 7200$	2,55
Ec. (8)	1000	2399,963	14,860	0,7437	$60 \leq D \leq 7200$	3,92
Ec. (9)	5000	2400,081	9,774	0,7249	$60 \leq D \leq 7200$	5,15
Ec. (10)	10000	2400,095	8,800	0,7174	$60 \leq D \leq 7200$	4,37

Tabla 2 – Ecuaciones de las curvas IDF parametrizadas para Rosario (Santa Fe).

1.1.3 ÁREA DE DRENAJE

Para la delimitación de las subcuencas que forman parte de la cuenca de estudio, se tuvieron en cuenta los siguientes factores:

- Características de las manzanas

Una manzana que presenta una forma de loteo de acuerdo a sus dimensiones como se muestra en la figura:

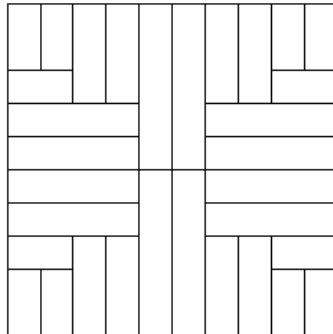


Figura 4 - Manzana cuadrada con sus cuatro calles de la misma longitud.

La forma de desaguar a las calles de una manzana con sus cuatro lados iguales es de la siguiente forma:

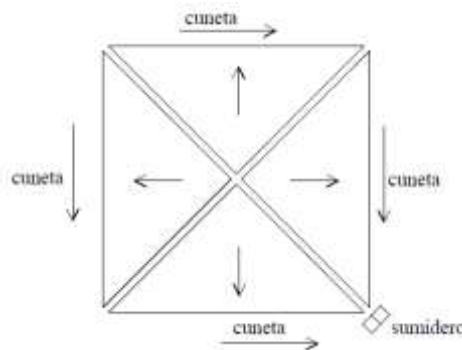


Figura 5 – Desagüe de una manzana cuadrada.

Para una manzana rectangular es de la siguiente forma:

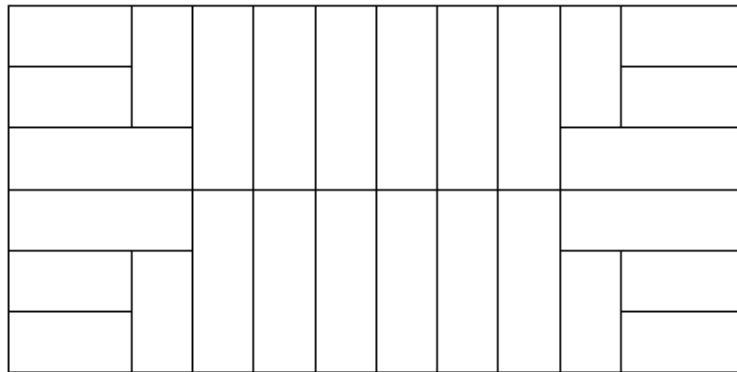


Figura 6 – Manzana rectangular con dos calles de la misma longitud.

La forma de desaguar a las calles de una manzana con sus dos lados iguales es de la siguiente forma:

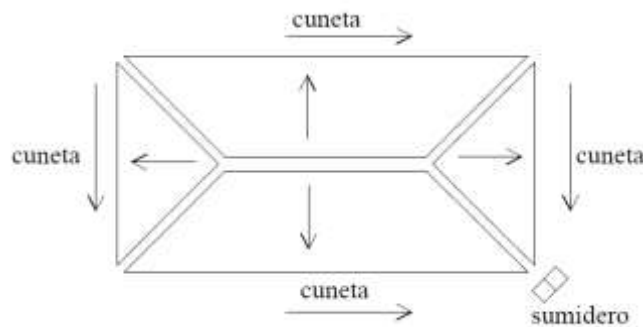


Figura 7 – Desagüe de una manzana rectangular.

Por lo tanto según el loteo que presente la manzana será la forma de desaguar a la calle.

- Plano de niveles de pavimento

Dicho plano lo proporciona la Municipalidad de Venado Tuerto, el mismo se realiza de acuerdo a los niveles que se encuentran los terrenos y las viviendas.

Luego se realiza una nivelación planimétrica conformándose así el plano de nivelación de pavimento. Este dato me permite saber hacia qué esquinas desaguan las manzanas, de acuerdo a las alturas que tengan dichas esquinas.

Desde el año 1993 la ciudad de Venado Tuerto cuenta con proyecto definitivo de pavimentación para toda el área urbana.

- Disposición de las bocas de tormenta en las esquinas

Este debe ser un dato muy preciso porque me determinará la forma de la cuenca. De acuerdo a la disposición de los sumideros, va a ser como desagua la subcuenca. Para el trazado de la cuenca de una boca de desagüe debe observarse los niveles de pavimento de las esquinas y determinar para qué sentido el agua va a desplazarse.

Una vez definidos los parámetros del método racional, se calcula la cuenca de estudio en estado natural y en estado urbano. Se analiza para una recurrencia de 2,10 y 100 años de período de retorno.

2. ESTADO NATURAL

Se analiza la cuenca en su estado natural, con el fin de obtener el verdadero caudal que se puede evacuar por reglamento, respetando el impacto hidrológico cero de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca de estudio. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

2.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Se determina el coeficiente C, teniendo en cuenta el tipo de superficie, la pendiente y el período de retorno. Por lo tanto se tiene:

Tipo de superficie: zona urbana – zonas verdes – condición buena (cubierta vegetal superior al 75%) - pendiente baja (0 al 2%)

Una vez definidas las superficies y de acuerdo a la recurrencia analizada, se obtiene el coeficiente de escorrentía utilizando la tabla de Chow (Tabla 1) como se explicó en el punto 1.1.1.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coefficiente C
2	0,21
10	0,25
100	0,36

Tabla 3 – Coeficiente de escorrentía para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

2.2 INTENSIDAD

Para el cálculo de la intensidad se procede de la siguiente manera:

a) Se calcula el tiempo de concentración con la ecuación de Kirpich:

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

Donde:

- L es la longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida. Se considera la distancia entre el punto más alejado y el sumidero analizado (m);
- S es la pendiente promedio de la cuenca. Se adopta una pendiente mínima del 2% (m/m).

b) Con el tc obtenido del punto a, se calcula la intensidad con la curva I-D-R de Rosario.

$$I = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$$

Donde:

- i es la intensidad (mm/hora);
- α , β y γ son parámetros que varían de acuerdo a la recurrencia;
- D es el tc obtenido en el punto a (minutos).

c) Se calcula el tiempo de concentración con la ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973).

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

Donde:

- L es la longitud del flujo superficial. Se considera la distancia entre el punto más alejado y el sumidero analizado (m);
- n es el coeficiente de rugosidad de Manning. Se adopta 0,10 para superficies naturales;
- I es la intensidad de la lluvia obtenida en el punto b (mm/hora);
- S es la pendiente promedio de la cuenca. Se utiliza la pendiente mínima del 2% (m/m).

d) Con el tc obtenido en el punto c, se calcula la intensidad con la curva I-D-R de Rosario tal como se expresó en el punto b.

e) Con la intensidad obtenida en el punto d, se calcula el tiempo de concentración con la ecuación de Morgali y Linsley tal como se expresó en el punto c.

f) Se iteran los puntos d y e hasta que las intensidades o los tiempos de concentración sean iguales.

2.3 ÁREA

Se calcula el área de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca de estudio. Para ello tengo en cuenta: las características de las manzanas, el plano de niveles de pavimento y la disposición de las bocas de tormenta en las esquinas como se explicó en el punto 1.1.3. Por lo tanto, se tiene:

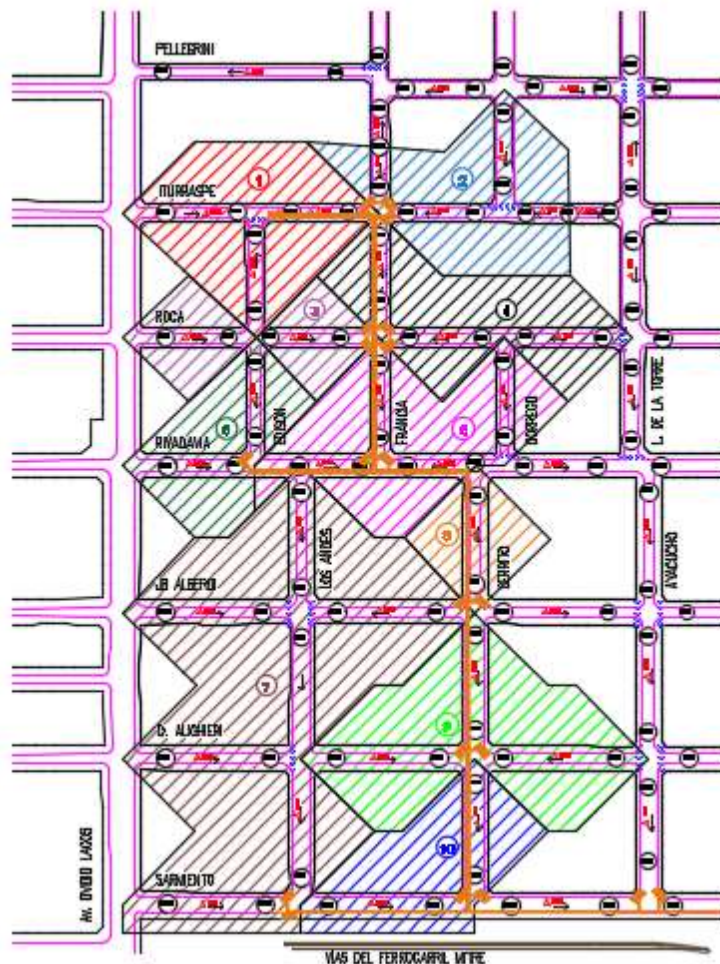


Figura 8 – Subcuencas que conforman la cuenca de estudio.

Subcuenca	Área	
	m ²	Ha
1	19099,08	1,91
2	18225,33	1,82
3	10533,40	1,05
4	18105,77	1,81
5	12418,66	1,24
6	21108,09	2,11
7	58874,06	5,89
8	6946,32	0,69
9	26099,12	2,61
10	14780,40	1,48
TOTAL	206190,23	20,62

Tabla 4 – Área de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca.

Cada área se va sumando a medida que se van recorriendo los diferentes puntos de la cuenca, por ejemplo el área del punto 2 (cuenca 2), es la suma del área de las subcuencas 1 y 2.

Cuenca	Área (Ha)
1	1,91
2	3,73
3	6,60
4'	1,24
4	9,95
5	10,64
6	13,25
7'	5,89
7	20,62

Tabla 5 – Área de la cuenca en cada punto analizado.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de cada uno de los puntos que conforman la cuenca de estudio, se puede determinar el caudal de los mismos a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal obtenido en cada punto, es el que se puede sacar por reglamento respetando el impacto hidrológico cero.

3. ESTADO URBANO

Se analiza la cuenca antropizada, con el fin de obtener el caudal que se genera producto de la urbanización en cada una de las subcuencas que conforman la cuenca de estudio. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

3.1 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

De acuerdo al Plan de Desarrollo Territorial de la Ciudad de Venado Tuerto; se extrajeron los siguientes Indicadores Urbanísticos en las Zonas de Regulación General del Área Urbana.

Zona Z			FOS	FOT	FIS	Perm. (%)	Superficie mínima parcela (m ²)
1	Microcentro		0,75	3,00	0,70	No aplica	600,00
2	Macrocentro		0,70	3,00	0,70	75,00	600,00
3	Residencial Media-Alta densidad		0,60	2,00	0,70	75,00	300,00
		Avenidas sobre Z3	0,70	2,20	0,70	75,00	300,00
4	Residencial Media-Baja densidad		0,60	1,40	0,70	75,00	250,00
		Avenidas sobre Z4	0,60	1,60	0,70	75,00	250,00

Tabla 6 - Resumen de Indicadores Urbanísticos en las Zonas de Regulación General del Área Urbana de la Ciudad de Venado Tuerto.

3.1.1 PARÁMETROS URBANÍSTICOS RELATIVOS A LA OCUPACIÓN DE LA PARCELA

Los parámetros urbanísticos relativos a la ocupación de la parcela son los que definen la superficie de parcela que puede ser ocupada por edificación y la que debe permanecer libre de construcciones y son de aplicación en obras de edificación nueva y/o en remodelaciones de edificios que supongan nuevas ocupaciones de suelo.

Dichos parámetros son:

- Factor de Ocupación del Suelo (FOS): Es la relación entre la proyección sobre la cota media del terreno natural de las superficies cubierta y semi cubierta edificadas y la superficie total de la parcela.

- Índice de Permeabilidad: Es el área descubierta y permeable del terreno que, dotada de vegetación, contribuya al equilibrio climático y reduzca los aportes de aguas pluviales al sistema público de drenaje urbano. Se calcula como un porcentaje de la superficie libre resultante de la aplicación del FOS.
- Factor de impermeabilidad del suelo (FIS): Es el grado de impermeabilización o fracción de superficie no absorbente del lote. Es la relación entre la proyección, sobre un plano ideal a nivel +/- 0,00 del terreno, de la planta de techos (A1) más la superficie de solados o pavimentos (A2), otros elementos no permeables (A3), lo que se denomina Área Impermeabilizante y la superficie total de la parcela (At).

$$FIS = \frac{A1 + A2 + A3}{At}$$

- Factor de impermeabilidad Total (FIT): Es el grado impermeabilización total. Es la relación entre la proyección, sobre un plano ideal a nivel +/- 0,00 del terreno, de la superficies total construidas (A1) más la superficie de solados o pavimentos (A2), otros elementos no permeables (A3) y la superficie total de la parcela (At). Para el cálculo de la superficie total construida se considera la sumatoria de las superficies cubiertas de cada local.

$$FIT = \frac{A1 + A2 + A3}{At}$$

3.1.2 PARÁMETROS URBANÍSTICOS RELATIVOS A LA CAPACIDAD CONSTRUCTIVA

Los parámetros urbanísticos relativos a la capacidad constructiva son aquellos que limitan la dimensión de las edificaciones que pueden construirse en una parcela y son de aplicación en obras de edificación nueva y/o en remodelaciones de edificios que supongan aumentos o disminuciones tanto de locales como de la superficie cubierta y/o semi cubierta.

Dichos parámetros son:

- Factor de Ocupación Total (FOT): Es la relación entre las superficies cubierta y semicubierta máximas edificadas y/o a edificar y la superficie

de la parcela. Se considera superficie cubierta edificada en una parcela, a la suma de todas las áreas cubiertas en cada planta ubicados por sobre el nivel de la cota de parcela, incluyéndose espesores de tabiques, muros interiores y exteriores.

- Factor de Densidad Habitacional (FDH): Es el instrumento que controla el nivel de densificación de los edificios destinados al uso residencial y de oficinas o de la parte residencial y de oficinas de los edificios de uso mixto. Se denomina Factor de Densidad Habitacional a la relación entre una unidad habitacional y/o de oficinas y la superficie de terreno.

La cuenca de estudio se encuentra ubicada en una zona Z4, que posee las siguientes características urbanísticas:

Zona Z	4
FOS	0,60
FOT	1,40
FIS	0,70
Índice de permeabilidad (%)	75,00
Superficie de parcela propuesta (m²)	350,00

Tabla 7 – Indicadores Urbanísticos de la zona de estudio.

3.1.3 DETERMINACIÓN DE SUPERFICIES

Se propone la siguiente hipótesis inicial para determinar los tipos de superficies que se encuentran en cada punto de la cuenca de estudio.

- Lote

De acuerdo a la zona que se encuentran las subcuencas que conforman la cuenca de estudio, las superficies dentro del lote se distribuyen de la siguiente manera:

Superficie		m²	%
Techo	Impermeable	210,00	60,00
Jardín	Impermeable	35,00	40,00
	Permeable	105,00	
TOTAL		350,00	100,00

Tabla 8 - Distribución de superficie en el lote.

- Manzana

Se proponen las manzanas de 120 metros x 100 metros. Las superficies dentro de la manzana se distribuyen de la siguiente manera:

Superficie		m ²	%
Techo	Impermeable	7200,00	60,00
Jardín	Impermeable	1200,00	40,00
	Permeable	3600,00	
TOTAL		12000,00	100,00

Tabla 9 - Distribución de superficie en manzana.

- Vereda

Se propone un ancho de vereda de 5,80 metros. Por lo tanto, de acuerdo a las dimensiones de las manzanas, las veredas son de 131,60 metros x 111,60 metros. Las superficies dentro de la vereda se distribuyen de la siguiente manera:

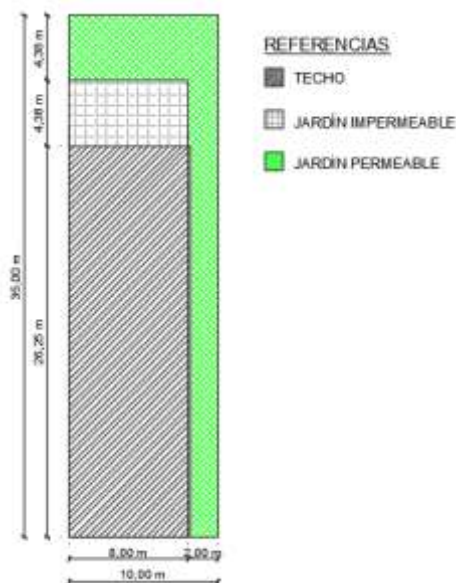
Superficie	m ²	%
Acera	1376,92	51,25
Cinta Verde	1309,64	48,75
TOTAL	2686,56	100,00

Tabla 10 – Distribución de superficie en vereda.

- Calle

Se propone que entre Línea Municipal de una manzana y Línea Municipal de otra manzana haya una distancia de 20 metros. Por lo tanto, de acuerdo a las dimensiones de las manzanas, las calles son de 140 metros x 120 metros.

Por lo tanto queda:



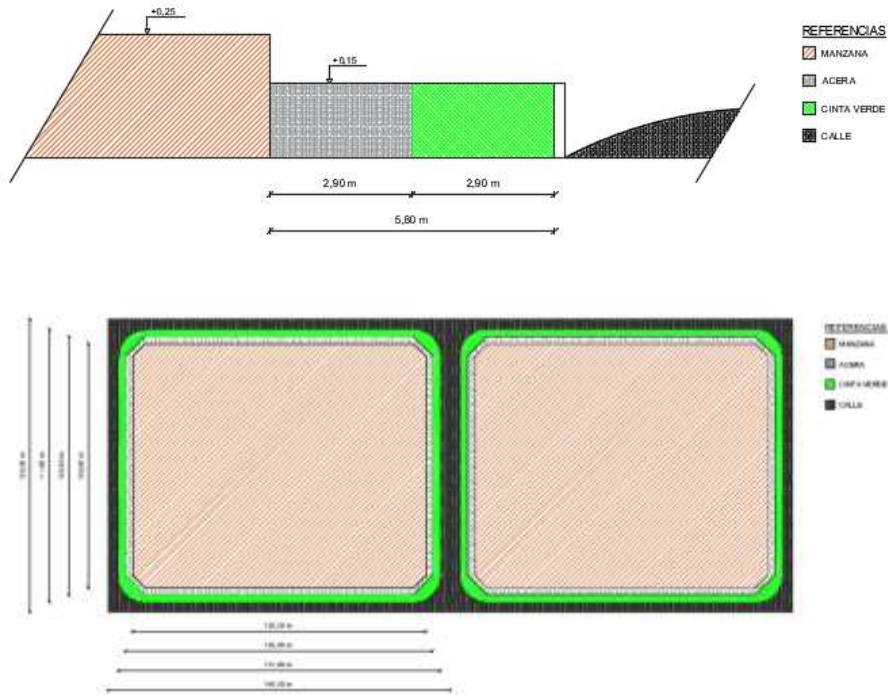


Figura 9 – Distribución de superficies en lote, manzana, vereda y calle.

Una vez definidas las superficies y de acuerdo a la recurrencia analizada, se calcula el coeficiente de escorrentía utilizando la tabla de Chow (Tabla 1) como se explicó en el punto 1.1.1.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coficiente C
2	0,59
10	0,66
100	0,79

Tabla 11 – Coeficiente de escorrentía para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

3.2 INTENSIDAD

La intensidad se calcula con el tiempo de concentración en el punto de la cuenca analizado y se expresa:

$$T_c = \text{Tiempo de Aducción} + \text{Tiempo de Conducción}$$

3.2.1 TIEMPO DE ADUCCIÓN

Este tiempo, es el que tarda el agua en llegar al sumidero una vez comenzada la lluvia.

Para la determinación de este tiempo se elige el sumidero en estudio. Se analizan todos los posibles caminos que convergen al sumidero, ya que al mismo le pueden llegar varios caminos de escurrimiento. Finalmente se adopta el de mayor valor que será el determinante para el cálculo.

Para ello, se descomponen en figuras de aporte de caudales, que generan las manzanas que conforman el camino del agua según sus dimensiones, cada figura tendrá una ecuación correspondiente.

Previo ello, se debe hallar un coeficiente común a todas ellas que es el “coeficiente K”. Este coeficiente es calculado uno por cuadro hasta llegar al sumidero en estudio:

$$K = 0,84 \times m^{0,75} \times \left(\frac{C \times g \times s}{a \times L} \right)^{0,25} \times I^{\frac{3}{8}}$$

Donde :

- m = 50;
- C es el coeficiente de escorrentía;
- g es la altura del gálibo de la calzada (m);
- s es la altura de la figura que se encuentra en la cuadro (m);
- a es la mitad de la calzada (m);
- L es la longitud de la cuadro (m);
- I es la pendiente de la cuadro (m/m).

Con lo cual cada cuadro tendrá su coeficiente K y su pendiente. Además tendrá la descomposición de las manzanas en rectángulos, triángulos hasta llegar al sumidero en estudio.

De la combinación de triángulos y rectángulos que se hallan al descomponer la manzana en el camino estudiado se obtiene el tiempo de aducción sumando la ecuación de cada una de estas figuras.

En una misma cuenca, al pasar de una figura simple a otra se hace un aporte inicial en el arranque de la segunda figura.

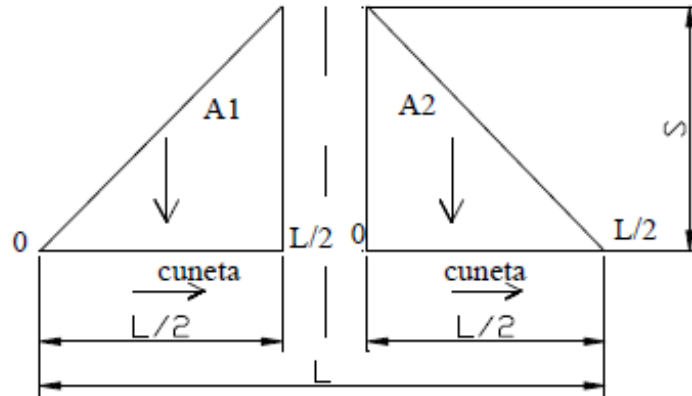
3.2.1.1 ECUACIONES DE LAS FIGURAS

Hay dos tipos de fórmulas:

- **Sin área de aporte**

Significa que a la figura en cuestión no le aporta caudal ninguna otra figura.

- **Triángulo:**



A1 no aporta a A2

Figura 10 – Triángulo simple sin área de aporte.

Las ecuaciones son:

$$T_{A1} \left(0 - \frac{L}{2} \right) = \frac{1}{K \times I^{\frac{1}{4}}} \times \sqrt{2L}$$

$$T_{A2} \left(0 - \frac{L}{2} \right) = \frac{1}{K \times I^{\frac{1}{4}}} \times \sqrt{2L}$$

Donde :

- K es el coeficiente común a todas las figuras;
- I es la intensidad de diseño (lluvia de cálculo). Se considera una intensidad de 1 mm/hora (mm/hora);
- L es la longitud de la figura (m).

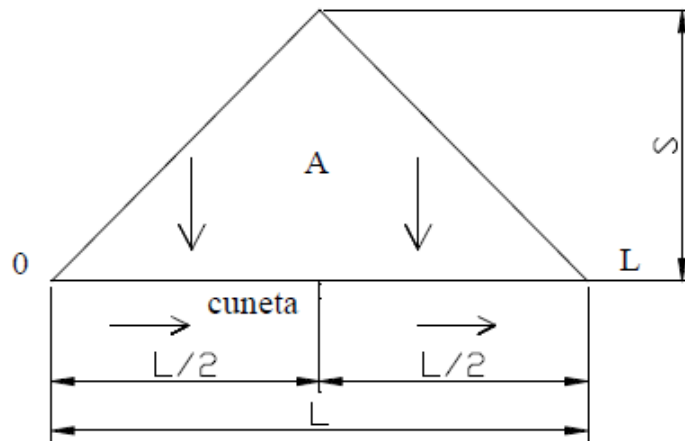


Figura 11 – Triángulo entero sin área de aporte.

La ecuación es:

$$TA(0 - L) = 1,42 \times \frac{1}{K \times I^{\frac{1}{4}}} \times \sqrt{2L}$$

- Rectángulo:

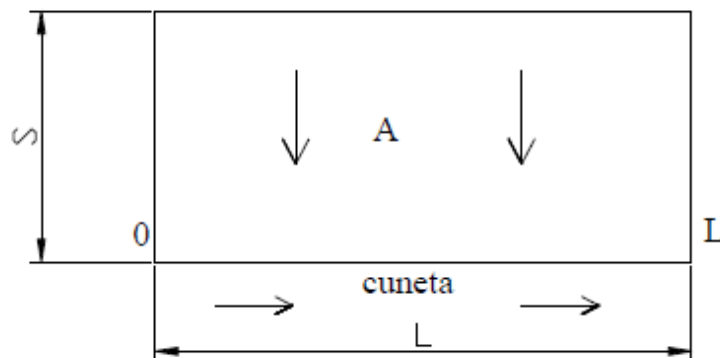


Figura 12 – Rectángulo sin área de aporte.

La ecuación es:

$$TA(0 - L) = \frac{4}{3} \times \frac{1}{K \times I^{\frac{1}{4}}} \times \sqrt{L}$$

• **Con área de aporte**

A la figura en estudio le aporta caudal otra figura de la cuenca.

- Triángulo:

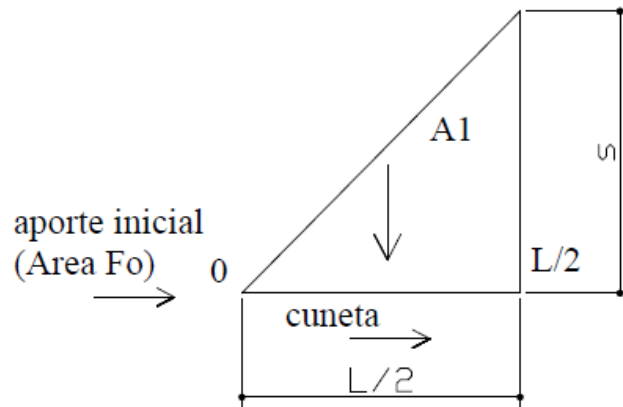


Figura 13 – Triángulo simple con área de aporte.

La ecuación es:

$$TA(0 - L/2) = \frac{1}{K \times I^4} \times \frac{1}{\sqrt[4]{\frac{L}{S} \times Fo}} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{1}{96} \times \frac{L^2 \times S}{Fo} \right)$$

Donde :

- K es el coeficiente común a todas las figuras;
- I es la intensidad de diseño (lluvia de cálculo). Se considera una intensidad de 1 mm/hora (mm/hora);
- L es la longitud de la figura (m);
- S es la altura de la figura que se encuentra en la cuadra (m);
- Fo es el área de aporte de la figura anterior (m²).

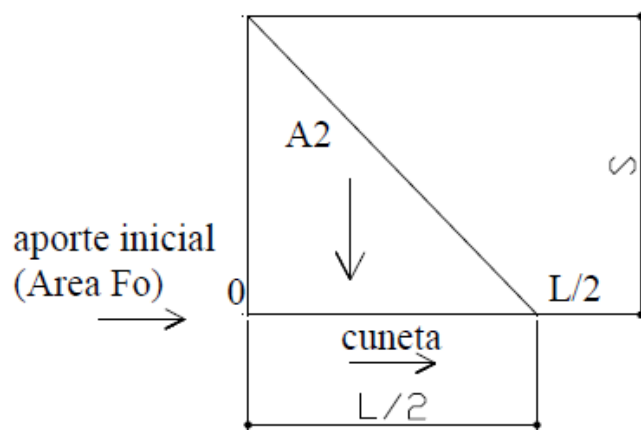


Figura 14 – Triángulo simple con área de aporte.

La ecuación es:

$$TA(0 - L/2) = \frac{1}{2} \times \frac{1}{K \times I^{\frac{1}{4}}} \times \frac{L}{\sqrt[4]{\frac{L}{S} \times Fo + \frac{L^2}{4}}}$$

- Rectángulo:

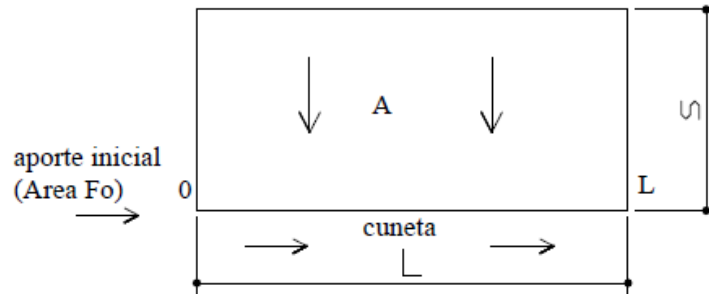


Figura 15 – Rectángulo con área de aporte.

La ecuación es:

$$TA(0 - L) = \frac{4}{3} \times \frac{1}{K \times I^{\frac{1}{4}}} \times \frac{1}{L^{\frac{1}{4}} \times S^{\frac{3}{4}}} \times (Fo + L \times S)^{\frac{3}{4}} - Fo^{\frac{3}{4}}$$

Por lo tanto, se analizan cada uno de los caminos que llegan al sumidero en estudio y se considera el mayor como el valor de aducción. A cada subcuenca se le calcula su tiempo de aducción. En cada punto analizado de la cuenca de estudio se adopta el tiempo de aducción mayor.

3.2.2 TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Para la determinación de este tiempo, se debe separar al colector en tramos, dichas separaciones deben ser tomadas de sumidero a sumidero. Se enumerarán en tramos. Para el primer sumidero se considera sólo el tiempo de aducción (de la primer subcuenca) ya que al mismo le llega toda el agua superficialmente. Para el segundo sumidero se considera como tiempo de concentración el de aducción mayor (entre la primera y segunda subcuenca) más el de fluencia del tramo que comprende desde el primer sumidero hasta el segundo. Se repite el mismo procedimiento para los demás sumideros, siempre considerando el tiempo de aducción mayor.

Por lo tanto, teniendo en cuenta la longitud que existe entre sumideros, la intensidad de diseño para el tramo, el área de aporte que le proporciona la cuenca al sumidero en estudio, el caudal y velocidad llena que tiene el colector hasta el sumidero en estudio según las ecuaciones de Manning, se calcula de la siguiente manera:

$$Q(\text{sumidero en estudio}) = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Donde:

- Q es el caudal en el punto de cálculo (m³/seg);
- C es el coeficiente de escorrentía;
- I es la intensidad de lluvia correspondiente a un determinado período de retorno (mm/hora);
- A es la superficie de la cuenca drenante en el punto de cálculo (Ha).

$$Q_{lleno} = \frac{1}{n} \times A \times R_h^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- Q_{lleno} es el caudal máximo que se puede evacuar por la cañería en el punto analizado (m³/seg);
- A es la sección de la cañería (m²).
- R_h es el radio hidráulico de la cañería (m);
- S es la pendiente de la cañería (m/m).

$$V_{lleno} = \frac{Q_{lleno}}{A} = \frac{1}{n} \times R_h^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- V_{lleno} es la velocidad a sección llena del agua en la cañería en el punto analizado (m/seg);
- n es el coeficiente de Manning;
- R_h es el radio hidráulico de la cañería (m);
- S es la pendiente de la cañería (m/m).

$$\frac{Q(\text{sumidero en estudio})}{Q_{lleno}(\text{según Manning})} \rightarrow \text{Tabla de parámetros hidráulicos}$$

$$\rightarrow \frac{V_{real}}{V_{lleno}(\text{según Manning})} \rightarrow V_{real}$$

Relación	q/Q	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
v/V	0.0	0.00	0.326	0.398	0.448	0.488	0.522	0.551	0.576	0.599	0.620
d/D		0.00	0.072	0.099	0.119	0.137	0.152	0.167	0.179	0.191	0.201
th/Rh		0.00	0.106	0.251	0.300	0.341	0.377	0.409	0.437	0.464	0.488
v/V	0.1	0.641	0.658	0.675	0.690	0.705	0.720	0.733	0.746	0.757	0.770
d/D		0.215	0.224	0.234	0.244	0.253	0.262	0.271	0.279	0.287	0.295
th/Rh		0.513	0.533	0.555	0.573	0.592	0.611	0.627	0.644	0.659	0.675
v/V	0.2	0.781	0.792	0.802	0.813	0.822	0.831	0.840	0.849	0.858	0.866
d/D		0.303	0.311	0.319	0.326	0.334	0.341	0.348	0.355	0.362	0.369
th/Rh		0.690	0.704	0.716	0.732	0.745	0.758	0.770	0.783	0.794	0.806
v/V	0.3	0.874	0.882	0.890	0.897	0.904	0.911	0.916	0.925	0.932	0.939
d/D		0.376	0.382	0.389	0.395	0.402	0.408	0.415	0.421	0.428	0.434
th/Rh		0.817	0.828	0.839	0.850	0.860	0.870	0.880	0.890	0.900	0.908
v/V	0.4	0.944	0.950	0.956	0.962	0.968	0.974	0.979	0.985	0.990	0.995
d/D		0.440	0.446	0.452	0.458	0.464	0.470	0.476	0.482	0.488	0.494
th/Rh		0.918	0.927	0.935	0.943	0.952	0.961	0.969	0.977	0.985	0.992
v/V	0.5	1.000	1.005	1.010	1.015	1.019	1.024	1.028	1.033	1.037	1.041
d/D		0.500	0.506	0.512	0.518	0.523	0.529	0.535	0.541	0.547	0.552
th/Rh		1.000	1.007	1.015	1.022	1.029	1.036	1.043	1.049	1.056	1.062
v/V	0.6	1.045	1.049	1.053	1.057	1.061	1.065	1.069	1.072	1.075	1.078
d/D		0.558	0.564	0.570	0.576	0.581	0.587	0.593	0.599	0.605	0.611
th/Rh		1.068	1.075	1.081	1.087	1.093	1.099	1.104	1.110	1.115	1.120
v/V	0.7	1.082	1.085	1.088	1.092	1.095	1.097	1.100	1.103	1.105	1.108
d/D		0.618	0.622	0.628	0.634	0.640	0.646	0.652	0.658	0.664	0.670
th/Rh		1.125	1.131	1.135	1.140	1.145	1.150	1.154	1.159	1.163	1.167
v/V	0.8	1.111	1.113	1.116	1.118	1.120	1.123	1.125	1.126	1.126	1.129
d/D		0.677	0.683	0.689	0.695	0.702	0.708	0.715	0.721	0.728	0.735
th/Rh		1.171	1.175	1.179	1.182	1.186	1.189	1.193	1.196	1.199	1.201
v/V	0.9	1.137	1.133	1.135	1.136	1.137	1.138	1.139	1.139	1.140	1.140
d/D		0.741	0.749	0.756	0.763	0.771	0.778	0.786	0.794	0.802	0.811
th/Rh		1.201	1.206	1.209	1.211	1.212	1.214	1.215	1.216	1.217	1.217

Tabla 12 - Propiedades hidráulicas de la sección circular.

$$Tf (\text{sumidero 1 a 2}) = \frac{L}{V_{real} \times 60} = \text{minutos}$$

Donde:

- Tf es el tiempo de fluencia de la cañería entre los puntos 1 y 2 (minutos);
- L es la longitud de la cañería (m);
- Vreal es la velocidad real del agua en la cañería (m/seg).

El tiempo de fluencia del colector en su totalidad es la suma de todos los tiempos de fluencia encontrados para cada sumidero que compone el colector.

A medida que se avanza en el colector de acuerdo a los puntos analizados fue variando la intensidad de diseño para cada colector. Debido a que el tiempo de concentración de un sumidero no es el mismo que al del sumidero siguiente.

Para obtener el sumidero en el punto analizado se adopta una intensidad de cálculo, se calculan todos los tiempos de fluencia de los tramos anteriores al mismo, se calcula el tiempo de concentración (como la suma de los tiempos de aducción y fluencia) y con el ábaco intensidad-duración-frecuencia se verifica la intensidad adoptada. Se itera hasta que la intensidad adoptada sea la misma que la intensidad obtenida por el ábaco.

3.3 ÁREA

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.3 se obtiene el área de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca de estudio.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de cada uno de los puntos que conforman la cuenca de estudio, se puede determinar el caudal de los mismos a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal obtenido en cada punto, es el que se genera por la urbanización.

4. ESTADO URBANO VS CAÑERÍA EXISTENTE

En cada punto de la cuenca de estudio se calcula el caudal que se genera por la urbanización y se lo compara con el que se puede evacuar con la cañería existente, de acuerdo con el Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a lo expresado en el punto 3.1.3 se obtiene el coeficiente de escorrentía para cada una de las recurrencias analizadas.

- Intensidad

La intensidad se calcula con el tiempo de concentración generado por la cañería existente en el punto de la cuenca analizado y se expresa:

$$T_{c\ ce} = \text{Tiempo de Aducción} + \text{Tiempo de Conducción}$$

Donde:

- $T_{c\ ce}$ es el tiempo de concentración generado por la cañería existente en el punto analizado (minutos);
- $T_{aducción}$ es el tiempo de aducción como se expresó en el punto 3.2.1 (minutos);
- $T_{conducción}$ es el tiempo de conducción dentro de la cañería existente como se expresó en el punto 3.2.2 (minutos).

Para obtener el sumidero en el punto analizado se adopta una intensidad de cálculo, se calculan todos los tiempos de fluencia de los tramos anteriores al mismo, se

calcula el tiempo de concentración (como la suma de los tiempos de aducción y fluencia dentro de la cañería existente) y con el ábaco intensidad-duración-frecuencia se verifica la intensidad adoptada. Se itera hasta que la intensidad adoptada sea la misma que la intensidad obtenida por el ábaco.

- Área

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.3 se obtiene el área de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca de estudio.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de cada uno de los puntos que conforman la cuenca de estudio, se puede determinar el caudal de los mismos a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal que ingresa en cada punto es el generado por la urbanización y el que sale es el caudal que se puede evacuar con la cañería existente.

5. ESTADO URBANO VS CAÑERÍA PROYECTADA

En cada punto de la cuenca de estudio se calcula el caudal que se genera por la urbanización y se lo compara con el que se puede evacuar con la cañería proyectada, de acuerdo con el Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a lo expresado en el punto 3.1.3 se obtiene el coeficiente de escorrentía para cada una de las recurrencias analizadas.

- Intensidad

La intensidad se calcula con el tiempo de concentración generado por la cañería proyectada en el punto de la cuenca analizado y se expresa:

$$T_{c\ cp} = \text{Tiempo de Aducción} + \text{Tiempo de Conducción}$$

Donde:

- $T_{c\ cp}$ es el tiempo de concentración generado por la cañería proyectada en el punto analizado (minutos);

- Taducción es el tiempo de aducción como se expresó en el punto 3.2.1 (minutos);
- Tconducción es el tiempo de conducción dentro de la cañería proyectada como se expresó en el punto 3.2.2 (minutos).

Para obtener el sumidero en el punto analizado se adopta una intensidad de cálculo, se calculan todos los tiempos de fluencia de los tramos anteriores al mismo, se calcula el tiempo de concentración (como la suma de los tiempos de aducción y fluencia dentro de la cañería proyectada) y con el ábaco intensidad-duración-frecuencia se verifica la intensidad adoptada. Se itera hasta que la intensidad adoptada sea la misma que la intensidad obtenida por el ábaco.

- Área

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.3 se obtiene el área de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca de estudio.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de cada uno de los puntos que conforman la cuenca de estudio, se puede determinar el caudal de los mismos a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal que ingresa en cada punto es el generado por la urbanización y el que sale es el caudal que se puede evacuar con la cañería proyectada.

6. ESTADO URBANO VS CAÑERÍA EXISTENTE MÁS CAÑERÍA PROYECTADA

En cada punto de la cuenca de estudio se calcula el caudal que se genera por la urbanización y se lo compara con el que se puede evacuar con la suma de la cañería existente y cañería proyectada, de acuerdo con el Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a lo expresado en el punto 3.1.3 se obtiene el coeficiente de escorrentía para cada una de las recurrencias analizadas.

- Intensidad

La intensidad se calcula con el tiempo de concentración mayor entre el tiempo generado por la cañería existente y el tiempo generado por la cañería proyectada en el punto de la cuenca analizado.

- Área

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.3 se obtiene el área de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca de estudio.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de cada uno de los puntos que conforman la cuenca de estudio, se puede determinar el caudal de los mismos a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal que ingresa en cada punto es el generado por la urbanización y el que sale es el caudal que se puede evacuar con la suma de la cañería existente y cañería proyectada.

7. ESTADO URBANO VS ESTADO NATURAL

En cada punto de la cuenca de estudio se calcula el caudal que se genera por la urbanización y se lo compara con el que se puede evacuar por reglamento en estado natural a fin de determinar si respeta el impacto hidrológico cero. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a lo expresado en el punto 3.1.3 se obtiene el coeficiente de escorrentía para cada una de las recurrencias analizadas.

- Intensidad

La intensidad se calcula con el tiempo de concentración generado como si existiera una cañería que evacúe el caudal en estado natural en el punto de la cuenca analizado y se expresa:

$$Tc_{cn} = \text{Tiempo de Aducción} + \text{Tiempo de Conducción}$$

Donde:

- Tccn es el tiempo de concentración generado por la cañería en estado natural en el punto analizado (minutos);
- Taducción es el tiempo de aducción como se expresó en el punto 3.2.1 (minutos);
- Tconducción es el tiempo de conducción dentro de la cañería natural como se expresó en el punto 3.2.2 (minutos).

Para obtener el sumidero en el punto analizado se adopta una intensidad de cálculo, se calculan todos los tiempos de fluencia de los tramos anteriores al mismo, se calcula el tiempo de concentración (como la suma de los tiempos de aducción y fluencia dentro de la cañería natural) y con el ábaco intensidad-duración-frecuencia se verifica la intensidad adoptada. Se itera hasta que la intensidad adoptada sea la misma que la intensidad obtenida por el ábaco.

- Área

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.3 se obtiene el área de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca de estudio.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de cada uno de los puntos que conforman la cuenca de estudio, se puede determinar el caudal de los mismos a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal que ingresa en cada punto es el generado por la urbanización y el que sale es el caudal máximo que se puede evacuar por reglamento en estado natural.

ANEXO 2

1. HIDROGRAMA

Se denomina hidrograma a la representación gráfica de la variación del caudal en relación con el tiempo en determinado punto de una cuenca hidrográfica.

Se considera por simplificación que el hidrograma posee los siguientes componentes:

- T_p es el tiempo al pico en el que se produce el máximo caudal (minutos);
- T_b es el tiempo total del hidrograma (minutos);
- Q_p es el caudal pico que se genera en el punto analizado (m^3/seg).

Luego se procede a graficar los hidrogramas de entrada y salida en cada punto analizado.

1.1 HIDROGRAMA DE ENTRADA

Es provocado por el caudal que se genera como consecuencia de la urbanización en cada punto de la cuenca. Para ello, se considera como hipótesis lo siguiente:

- Para tiempos de concentración menor o igual a 20 minutos

$$T_p = \text{Tiempo de concentración en el punto}$$

$$\text{Duración de la lluvia} = 1,5 \times T_p$$

$$T_b = T_p + \text{Duración de la lluvia}$$

$$Q_p = \text{Caudal en el punto de análisis}$$

$$\text{Área de hidrograma de entrada} = \frac{(T_b + (\text{Duración de lluvia} - T_p)) \times Q_p}{2}$$

El hidrograma tendrá forma trapezoidal como se muestra en la figura:

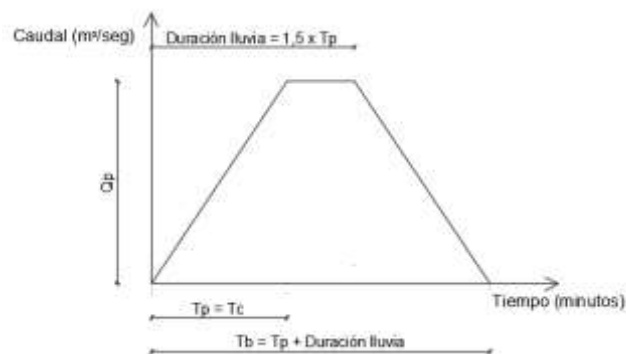


Figura 1 – Hidrograma para tiempos de concentración menor o igual a 20 minutos.

- Para tiempos de concentración mayor a 20 minutos

$$T_p = \text{Tiempo de concentración en el punto}$$

$$T_b = 2 \times T_p$$

$$Q_p = \text{Caudal en el punto de análisis}$$

$$\text{Área de hidrograma de entrada} = \frac{Q_p \times T_b}{2}$$

El hidrograma tendrá forma triangular como se muestra en la figura:

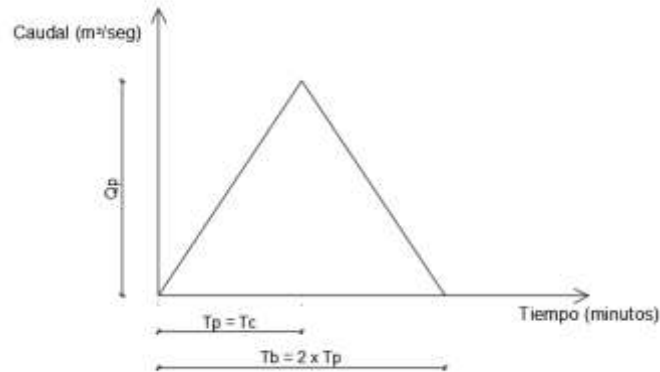


Figura 2 – Hidrograma para tiempos de concentración mayor a 20 minutos.

1.2 HIDROGRAMA DE SALIDA

Es generado por el máximo caudal que se puede evacuar ya sea con cañería existente, con la suma de la cañería existente y cañería proyectada o en estado natural en cada punto analizado. Se considera como hipótesis lo siguiente:

$$Q_p = \text{Caudal máximo que puedo sacar}$$

$$\text{Área del hidrograma de entrada} = \text{Área del hidrograma de salida}$$

$$T_b = \frac{\text{Área hidrograma de salida} \times 2}{Q_p}$$

El pico del hidrograma de salida (Q_p) coincide con la recta descendiente del hidrograma de entrada.

1.3 VOLÚMEN EXCEDENTE

Se calcula el volumen de agua excedente en cada punto analizado, a través de la diferencia entre el área del hidrograma de entrada y el área formada por un triángulo cuyo Q_p es la intersección entre los hidrogramas de entrada y de salida y T_b es el tiempo base del hidrograma de entrada.

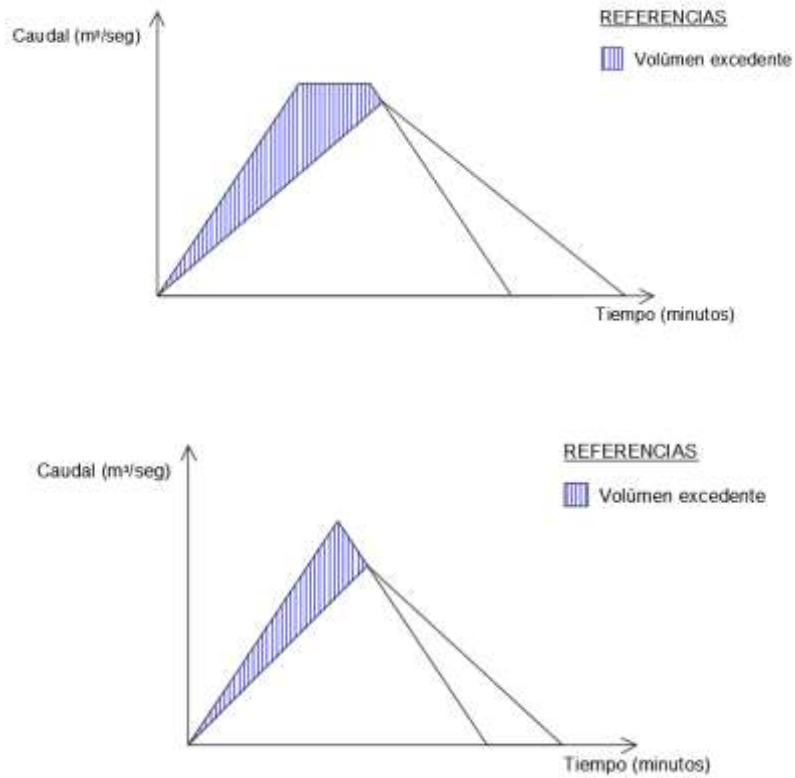


Figura 3 – Volumen excedente.

Se analiza para una recurrencia de 2,10 y 100 años de período de retorno.

ANEXO 3

1. CURVA DE ALMACENAMIENTO

Se compara en la salida de la cuenca de estudio, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento, el volumen que se genera por el proceso de urbanización (volumen afluente) y el que se puede evacuar ya sea con la cañería existente, con la suma de la cañería existente y cañería proyectada o en estado natural (volumen efluente).

De acuerdo a la ecuación de continuidad: el volumen de agua que entra en un volumen de control menos el volumen de agua que sale del mismo es igual al volumen que se almacena, durante un período de tiempo. Por lo tanto:

$$Va = Ve - Vs$$

Donde:

- Va es el volumen que se almacena (m³);
- Ve es el volumen que entra como consecuencia de la urbanización (m³);
- Vs el volumen que sale por la cañería (m³).

Para aplicar la ecuación de continuidad se compara el volumen afluente con el volumen efluente en la sección de control (salida de la cuenca), tal como se muestra en la figura 1.

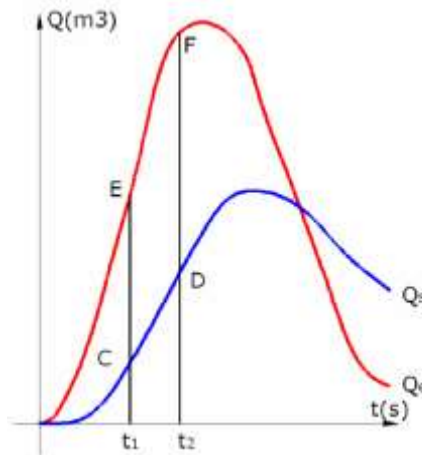


Figura 1- Volumen afluente vs volumen efluente en la sección de control.

Se analiza para una recurrencia de 2,10 y 100 años de período de retorno.

El caudal de entrada se obtiene a través del método racional:

$$Q_{entrada} = \frac{C \times I \times A}{360}$$

Donde:

- C es el coeficiente de escorrentía provocado por la urbanización para cada recurrencia analizada que se obtiene de acuerdo al punto 3.1.3 del ANEXO 1;
- I es la intensidad para el tiempo analizado que se obtiene de acuerdo a las ecuaciones de las curvas IDF parametrizadas para la ciudad de Rosario (Santa Fe), para cada recurrencia (mm/hora);
- A es el área total de la cuenca de estudio de acuerdo al punto 2.3 del ANEXO 1 (Ha).

Por lo tanto, el volumen de entrada (volumen afluente) que ingresa en la sección de control es:

$$\text{Volúmen Entrada} = Q_{\text{entrada}} \times \text{Tiempo}$$

Donde:

- Q_{entrada} es el caudal que ingresa a la sección de control como consecuencia de la urbanización (m^3/seg);
- T es el tiempo analizado (segundos).

Por otro lado, el caudal de salida se calcula como:

$$Q_{\text{salida}} = Q_{\text{cañería}} + \text{Infiltración}$$

Donde:

- $Q_{\text{cañería}}$ es el caudal que puede evacuarse con la cañería existente, la suma de la cañería existente y cañería proyectada o en estado natural (m^3/seg);
- Infiltración se considera igual a 0 (m^3/seg).

Por lo tanto, el volumen de salida (volumen efluente) en la sección de control es:

$$\text{Volúmen Salida} = Q_{\text{salida}} \times \text{Tiempo}$$

Donde:

- Q_{salida} es el caudal que sale de la sección de control (m^3/seg);
- T es el tiempo analizado (segundos).

El volumen almacenado en la sección de control es:

$$\text{Volúmen almacenado} = \text{Volúmen Entrada} - \text{Volúmen Salida}$$

Donde:

- Volumen entrada es el volumen que se genera por la urbanización en la sección de control (m^3);
- Volumen salida es el volumen que se puede evacuar en la sección de control (m^3).

Se considera el volumen de almacenamiento máximo.

El tiempo en el que el volumen almacenado es igual a 0, significa que a partir de ese instante el agua empieza a desagotarse en la sección de control.

ANEXO 4**1. VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO**

Se calcula el volumen de almacenamiento en la salida de la cuenca de estudio, que se encuentra en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento, a través de la siguiente expresión:

$$\text{Volúmen almacenamiento} = \frac{\text{Vol } mr + \text{Vol } ca}{2}$$

Donde:

- Vol mr es el volumen obtenido por el método racional en la sección de control de acuerdo a lo expresado en los puntos 4,5,6 y 7 del ANEXO 1 y el punto 1.3 del ANEXO 2 (m³);
- Vol ca es el volumen obtenido por la curva de almacenamiento en la sección de control de acuerdo a lo expresado en el punto 1 del ANEXO 3 (m³).

Este volumen representa el agua acumulada que hay que evacuar.

Se analiza para una recurrencia de 2,10 y 100 años de período de retorno.

ANEXO 5
1. ALTURA - ÁREA DE INUNDACIÓN - VOLUMEN DE INUNDACIÓN

Se determina cual es el área de inundación y volumen de inundación asociada a diferentes alturas en la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento.

De acuerdo al Plano de Pavimento de la Ciudad de Venado Tuerto se determinan las cotas de cada uno de los puntos que limitan la cuenca de estudio, siendo 0 en la sección de control (en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento), y luego se obtienen las longitudes de dichos tramos.

Punto	Cota (m)	Altura respecto al punto D (m)
A	113,15	1,18
B	113,72	1,75
C	112,52	0,55
D	111,97	0,00

Tabla 1 – Cotas de los puntos que limitan la cuenca de estudio.

Tramo	Longitud (m)
AB	315,83
BD	663,87
DC	275,47
CA	563,25
AD	627,01

Tabla 2 – Distancia entre los puntos que limitan la cuenca de estudio.

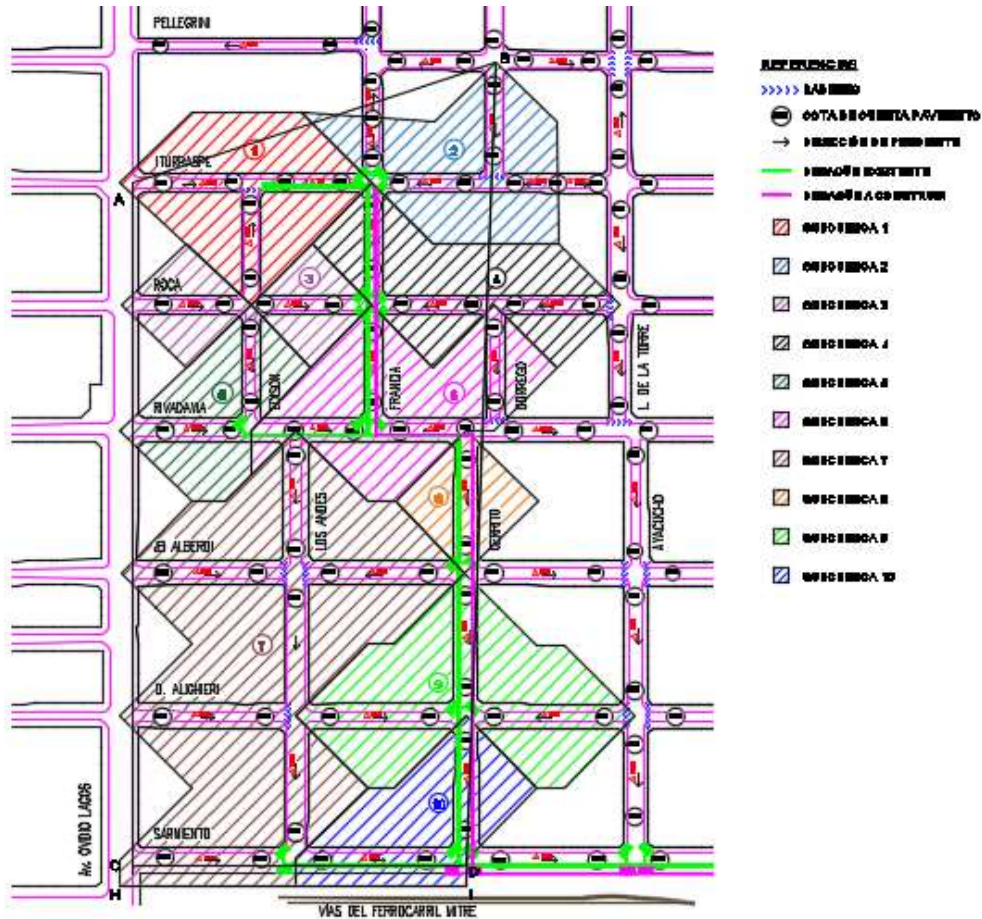


Figura 1 – Puntos que limitan la cuenca de estudio.

Para el cálculo del área de inundación, se consideran intervalos de altura de 5 cm y con relación de triángulos se obtienen las longitudes de cada uno de los tramos que tienen la misma cota. Por ejemplo:

- h = 1 metro

$$\text{Longitud tramo FD} = \frac{h \times \text{Longitud tramo BD}}{h \text{ punto B}}$$

Donde:

- Longitud tramo FD es la longitud para la altura analizada, en este caso 1 metro (m);
- h es la altura analizada, en este caso 1 metro (m);
- Longitud tramo BD es la distancia entre el punto B y D (m);
- h punto B es la altura de B respecto al punto D (m).

$$\text{Longitud tramo ED} = \frac{h \times \text{Longitud tramo AD}}{h \text{ punto A}}$$

Donde:

- Longitud tramo ED es la longitud para la altura analizada, en este caso 1 metro (m);
- h es la altura analizada, en este caso 1 metro (m);
- Longitud tramo AD es la distancia entre el punto A y D (m);
- h punto A es la altura de A respecto al punto D (m).

El tramo GD:

- Para $h \geq 0,55$ metros vale:

$$\text{Longitud tramo GD} = \text{Longitud tramo CD}$$

- Para $h < 0,55$ metros vale:

$$\text{Longitud tramo GD} = \frac{h \times \text{Longitud tramo CD}}{h \text{ punto C}}$$

Donde:

- Longitud tramo GD es la longitud para la altura analizada, menor a 0,55 metros (m);
- h es la altura analizada, menor a 0,55 metros (m);
- Longitud tramo CD es la distancia entre el punto C y D (m);
- h punto C es la altura de C respecto al punto D (m).

Por lo tanto los tramos CD, DF, FE, EC delimitan la cuenca para una altura analizada (en este caso de 1 metro), la cual está compuesta por manzana, vereda y calle. Se calcula el área de inundación de la cuenca, manzana, vereda y calle que poseen la misma cota.

Además, se considera un área adicional comprendida por los siguientes puntos:

- Intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento (punto D).
- Intersección de la calle Cerrito y Vías del Ferrocarril Mitre (punto I).
- Intersección de las Vías del Ferrocarril Mitre y Ruta Nacional N°8 (punto H).
- Intersección de Ruta Nacional N° 8 y calle Sarmiento (punto C).

$$\text{Longitud tramo DI} = \text{Longitud CH} = 30 \text{ metros}$$

$$\text{Longitud tramo HI} = \text{Longitud tramo CD}$$

Para la obtención del área adicional, se calcula de la siguiente manera:

- Para $h \geq 0,55$ metros vale:

$$\text{Área adicional} = [(GD h = 0,55 - GD h = 0,15) \times DI] + [(GD h = 0,15 \times DI)]$$

Donde:

- $GD h=0,55$ es la longitud del tramo GD para una altura de 0,55 metros (m);
- $GD h=0,15$ es la longitud del tramo GD para una altura de 0,15 metros (m);
- DI es la longitud del tramo DI (m).

- Para $0,15 \text{ metros} < h < 0,55 \text{ metros}$ vale:

$$\text{Área adicional} = [(GD h - GD h = 0,15) \times DI] + [(GD h = 0,15 \times DI)]$$

Donde:

- $GD h$ es la longitud del tramo GD para la altura analizada, entre 0,15 metros y 0,55 metros (m);
- $GD h=0,15$ es la longitud del tramo GD para una altura de 0,15 metros (m);
- DI es la longitud del tramo DI (m).

- Para $h \leq 0,15$ metros vale:

$$\text{Área adicional} = 0$$

Las áreas de inundación para una altura de 1 metro, son las siguientes:

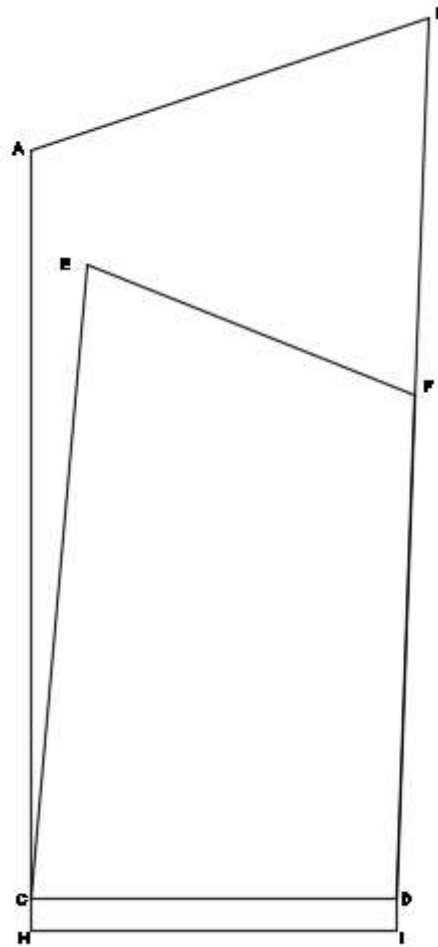


Figura 2 – Área de la cuenca para una altura de 1 metro.

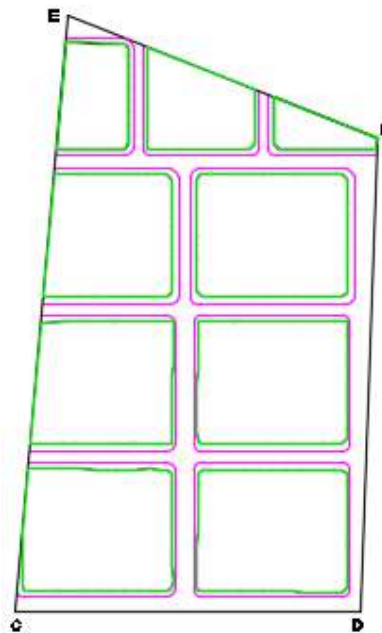


Figura 3 – Área de manzana para una altura de 1 metro.

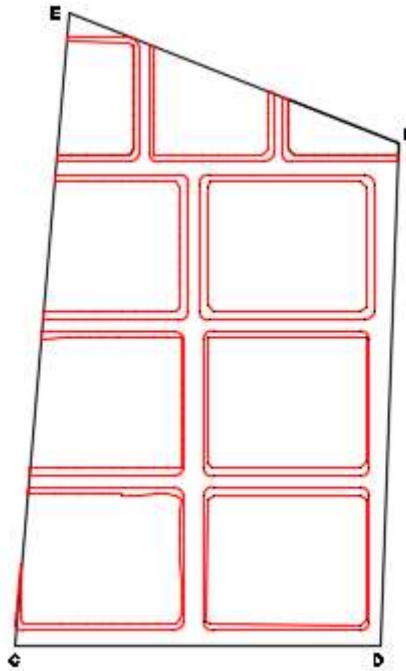


Figura 4 – Área de vereda para una altura de 1 metro.



Figura 5 – Área adicional para una altura de 1 metro.

Altura (m)	Área de Inundación (m ²)					
	Cuenca	Manzana	Vereda	Calle	Adicional	Calle + Adicional
1,00	113274,89	79580,74	13068,74	20625,40	8263,96	28889,36

Tabla 3 – Área de inundación para una altura de 1 metro.

Para el cálculo del volumen de inundación, se considera que el área de cuenca y área de manzana se eleven a la misma altura que la analizada; el área de vereda se eleve 0,15 metros y el nivel de calle sea 0.

Por lo tanto, el volumen de inundación para una altura de 1 metro se obtiene de la siguiente manera:

- 1) Se calcula el volumen de vereda y calle:

$$\text{Vol vereda y calle} = \text{Vol cuenca} - \text{Vol manzana}$$

Donde:

- Vol vereda y calle es el volumen que hay en la vereda y calle (m^3);
- Vol cuenca es el volumen de la cuenca formado por el área de la cuenca y la altura analizada, en este caso 1 metro (m^3);
- Vol manzana es el volumen de la manzana formado por el área de la manzana y la altura analizada, en este caso 1 metro (m^3).

2) Al volumen de vereda y calle se le resta el volumen de vereda:

$$\text{Vol calle} = \text{Vol vereda y calle} - \text{Vol vereda}$$

Donde:

- Vol calle es el volumen de calle para la altura analizada, en este caso 1 metro (m^3);
- Vol vereda y calle es el volumen de vereda y calle para la altura analizada, en este caso 1 metro (m^3);
- Vol vereda es el volumen de vereda formado por el área de la vereda y la altura :
 - 0,15 metros para $0,15 \text{ metros} \leq h \leq 1 \text{ metro}$
 - La altura analizada para $h < 0,15 \text{ metros}$

3) Al volumen de calle se le pasa un plano de corte formado por los puntos C, E y F elevados a la altura analizada y el punto D con altura 0.

$$\text{Volumen calle} = \text{Vol calle} - \text{Plano CEFO}$$

Donde:

- Vol calle es el volumen de calle para la altura analizada, en este caso 1 metro (m^3);
- Plano CEFO es el plano de corte con cotas de C, F y E igual a la altura analizada, en este caso de 1 metro, y cota D igual a 0.

Además se considera un volumen adicional que se calcula de la siguiente manera:

➤ Para $h \geq 0,55$ metros vale:

$$\text{Vol adicional} = \left[(\text{GD } h = 0,55 - \text{GD } h = 0,15) \times \text{DI} \right] \times \left(\frac{h = 0,55 - h = 0,15}{2} \right) + [(\text{GD } h = 0,15 \times \text{DI}) \times (h = 0,55 - h = 0,15)]$$

Donde:

- GD $h=0,55$ es la longitud del tramo GD para una altura de 0,55 metros (m);

- GD h=0,15 es la longitud del tramo GD para una altura de 0,15 metros (m);
- DI es la longitud del tramo DI (m);
- h=0,55 es la altura de 0,55 metros (m);
- h=0,15 es la altura de 0,15 metros (m).

➤ Para 0,15 metros < h < 0,55 metros vale:

$$\text{Vol adicional} = \left[(GD h - GD h = 0,15) \times DI \right] \times \left(\frac{h - h = 0,15}{2} \right) + [(GD h = 0,15 \times DI) \times (h - h = 0,15)]$$

Donde:

- GD h es la longitud del tramo GD para la altura analizada, entre 0,15 metros y 0,55 metros (m);
- GD h=0,15 es la longitud del tramo GD para una altura de 0,15 metros (m);
- DI es la longitud del tramo DI (m);
- h es la altura analizada, entre 0,15 metros y 0,55 metros (m);
- h=0,15 es la altura de 0,15 metros (m).

➤ Para $h \leq 0,15$ metros vale:

$$\text{Vol adicional} = 0$$

Los volúmenes de inundación para una altura de 1 metro, son los siguientes:

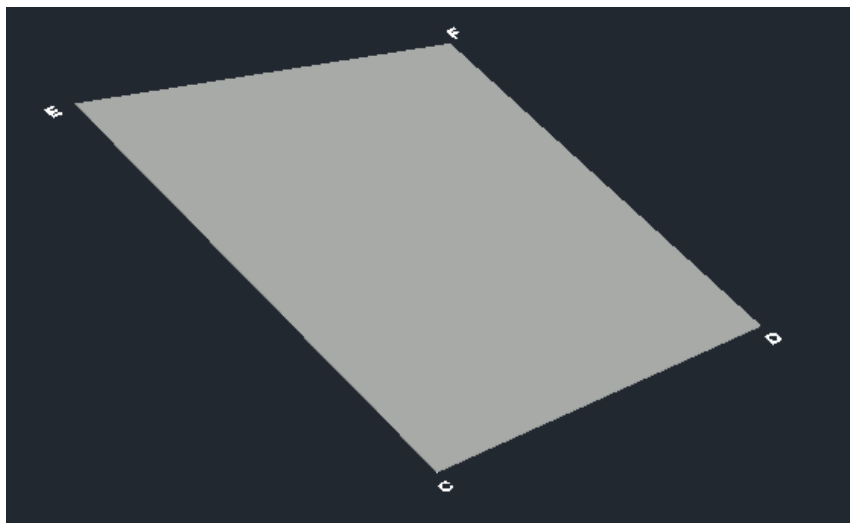


Figura 6 – Volumen de la cuenca para una altura de 1 metro.

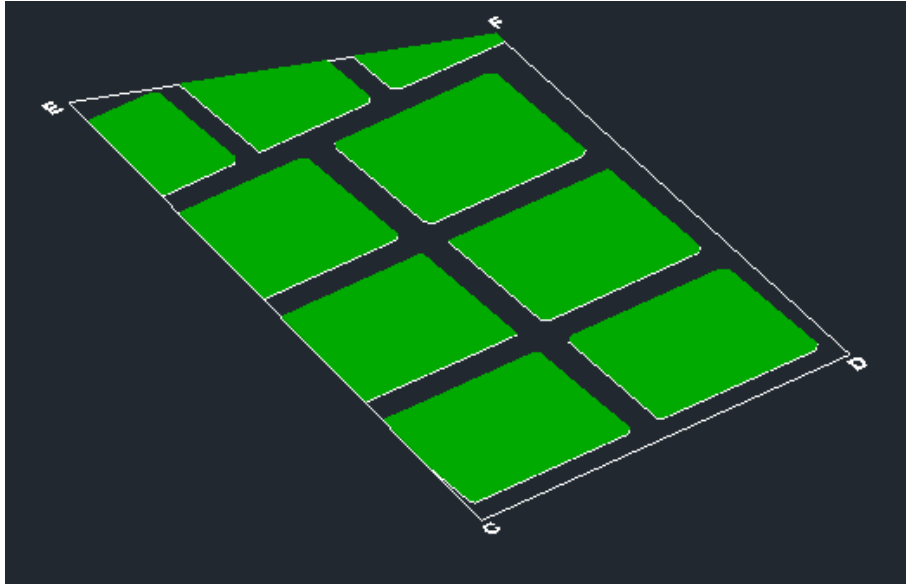


Figura 7 – Volumen de manzana para una altura de 1 metro.

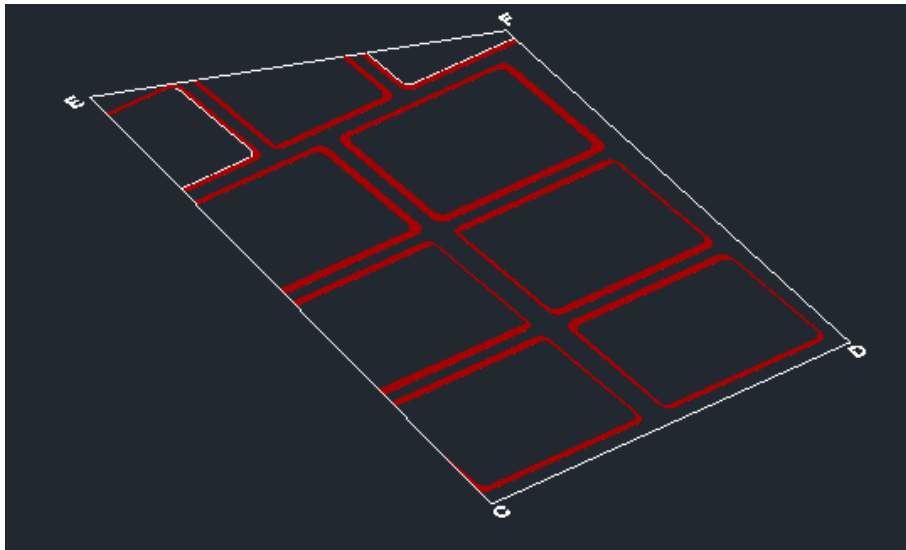


Figura 8 – Volumen de vereda para una altura de 1 metro.

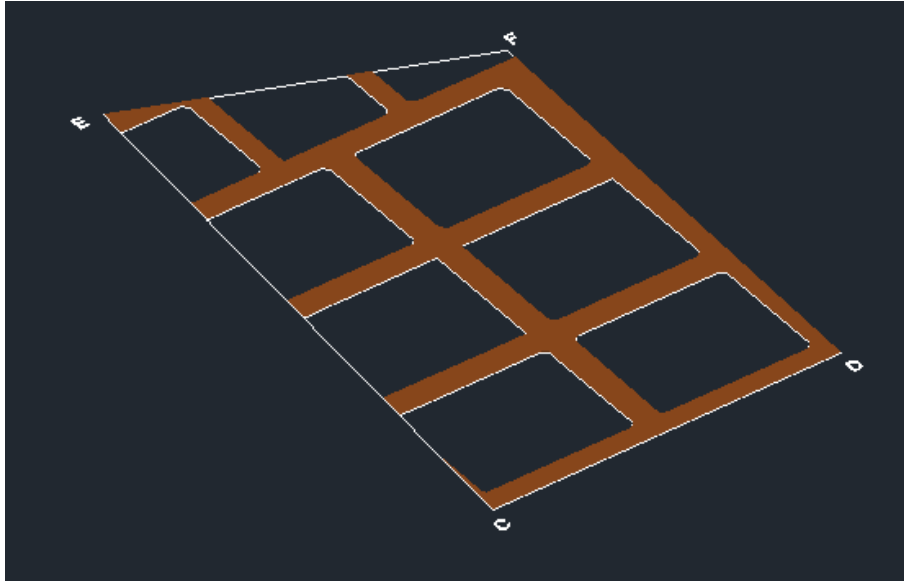


Figura 9 – Volumen vereda y calle para una altura de 1 metro.

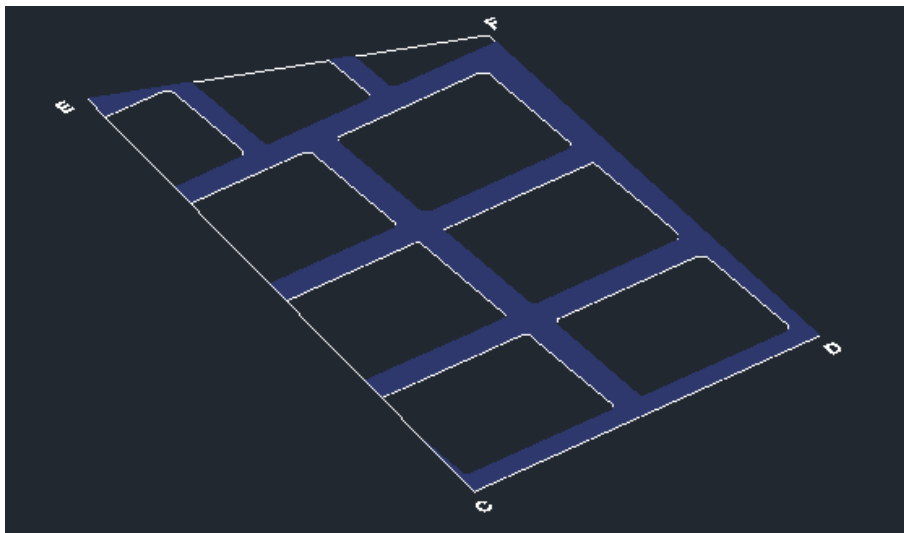


Figura 10 – Diferencia entre volumen vereda y calle y volumen vereda para una altura de 1 metro.

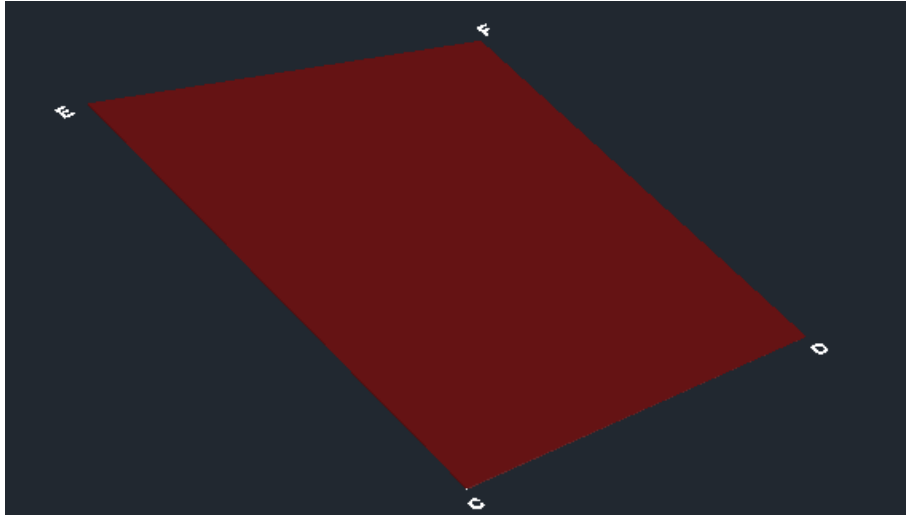


Figura 11 – Plano de corte para una altura de 1 metro.

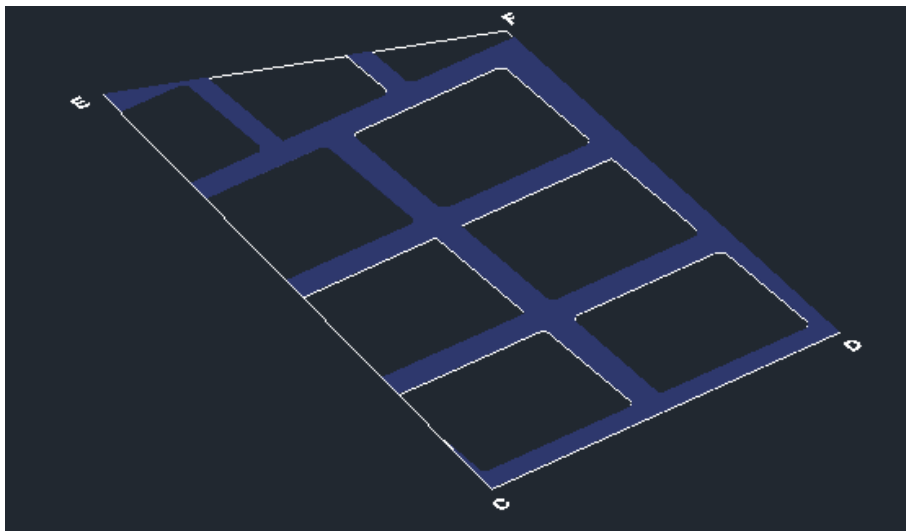


Figura 12 – Volumen de calle para una altura de 1 metro.

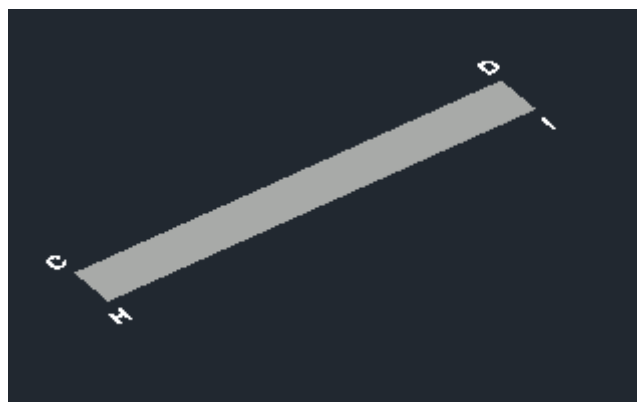


Figura 13 – Volumen adicional para una altura de 1 metro.

Altura (m)	Volumen de Inundación (m ³)		
	Calle	Adicional	Calle + Adicional
1,00	12063,05	2103,55	14166,61

Tabla 4 – Volumen de inundación para una altura de 1 metro.

Para la obtención del área de inundación y volumen de inundación de las diferentes alturas analizadas, se procede de la misma manera que lo expresado anteriormente.

Finalmente, para cada altura analizada va haber un área de inundación y un volumen de inundación que permite saber hasta que cota llega el agua de acuerdo a las recurrencias de 2,10 y 100 años analizadas.

ANEXO 6

1. REDUCCIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Con el objetivo de disminuir el caudal que llega a la salida de la cuenca de estudio ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento, se propone una modificación en los Indicadores Urbanísticos en las Zonas de Regulación General del Área Urbana de la Ciudad de Venado Tuerto por medio de las siguientes limitaciones:

- La superficie máxima impermeable en planta baja para las viviendas es de 220 m².
- El ancho máximo de acera en las veredas es de 1,80 m.

Se analiza para una recurrencia de 2,10 y 100 años de período de retorno.

En cada punto de la cuenca de estudio se calcula el caudal que se genera por la urbanización y se lo compara con el que se puede evacuar por reglamento en estado natural a fin de determinar si respeta el impacto hidrológico cero. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1 del ANEXO 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a lo expresado en el punto 3.1.3 del ANEXO 1 y teniendo en cuenta las limitaciones expresadas en el punto 1, se determinan los tipos de superficies que se encuentran en cada punto de la cuenca de estudio.

- Lote

De acuerdo a la zona que se encuentran las subcuencas que conforman la cuenca de estudio, las superficies dentro del lote se distribuyen de la siguiente manera:

Superficie		m²	%
Techo	Impermeable	210,00	60,00
Jardín	Impermeable	10,00	40,00
	Permeable	130,00	
TOTAL		350,00	100,00

Tabla 1- Distribución de superficie en el lote.

- Manzana

Se proponen las manzanas de 120 metros x 100 metros. Las superficies dentro de la manzana se distribuyen de la siguiente manera:

Superficie		m ²	%
Techo	Impermeable	7200,00	60,00
Jardín	Impermeable	342,86	40,00
	Permeable	4457,14	
TOTAL		12000,00	100,00

Tabla 2- Distribución de superficie en manzana.

- Vereda

Se propone un ancho de vereda de 5,80 metros. Por lo tanto, de acuerdo a las dimensiones de las manzanas, las veredas son de 131,60 metros x 111,60 metros. Las superficies dentro de la vereda se distribuyen de la siguiente manera:

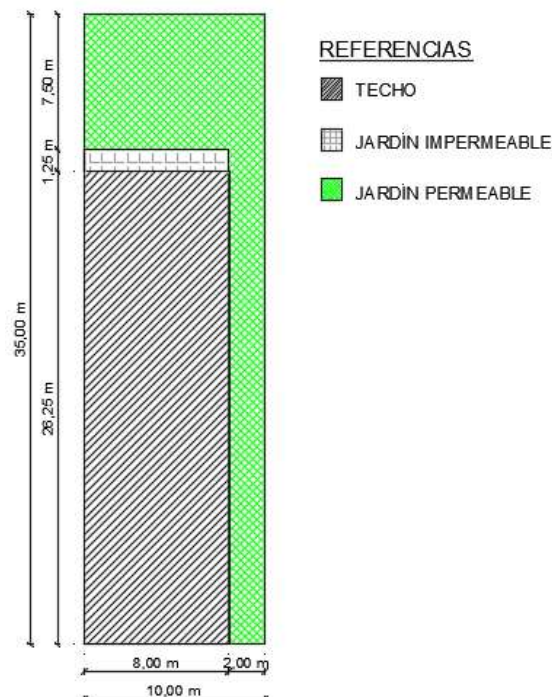
Superficie	m ²	%
Acera	862,56	32,11
Cinta Verde	1824,00	67,89
TOTAL	2686,56	100,00

Tabla 3 – Distribución de superficie en vereda.

- Calle

Se propone que entre Línea Municipal de una manzana y Línea Municipal de otra manzana haya una distancia de 20 metros. Por lo tanto, de acuerdo a las dimensiones de las manzanas, las calles son de 140 metros x 120 metros.

Por lo tanto queda:



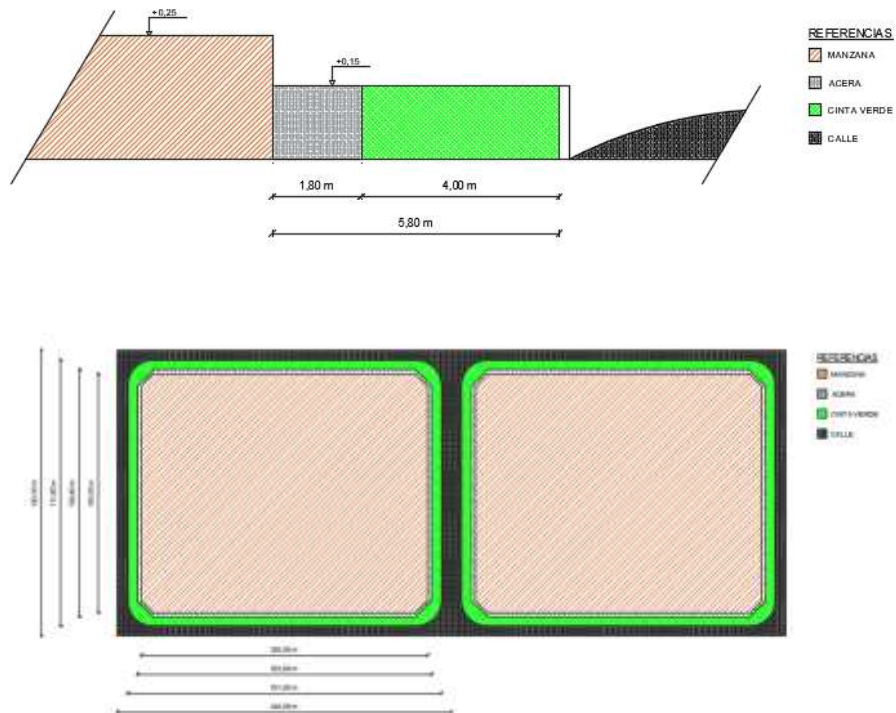


Figura 1 – Distribución de superficies en lote, manzana, vereda y calle.

Una vez definidas las superficies y de acuerdo a la recurrencia analizada, se calcula el coeficiente de escorrentía utilizando la tabla de Chow como se explicó en el punto 1.1.1 del ANEXO 1.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coficiente C
2	0,55
10	0,61
100	0,74

Tabla 4 – Coeficiente de escorrentía para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Intensidad

De acuerdo a lo expresado en el punto 7 del ANEXO 1 se obtiene la intensidad en cada punto de la cuenca analizado.

- Área

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.3 del ANEXO 1 se obtiene el área de cada una de las subcuencas que conforman la cuenca de estudio.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de cada uno de los puntos que conforman la cuenca de estudio, se puede determinar el caudal de los mismos a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal que ingresa en cada punto es el generado por la urbanización y el que sale es el caudal máximo que se puede evacuar por reglamento en estado natural.

ANEXO 7

1. COLOCACIÓN DE RESERVORIOS

Se propone la alternativa de colocar reservorios en lote, vereda y calle. Dichos reservorios permiten almacenar el agua, retardar la salida de la misma y evacuar sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

Se analiza para una recurrencia de 2,10 y 100 años de período de retorno.

1.1 RESERVORIOS EN LOTE

Se propone como hipótesis inicial la siguiente división del lote:

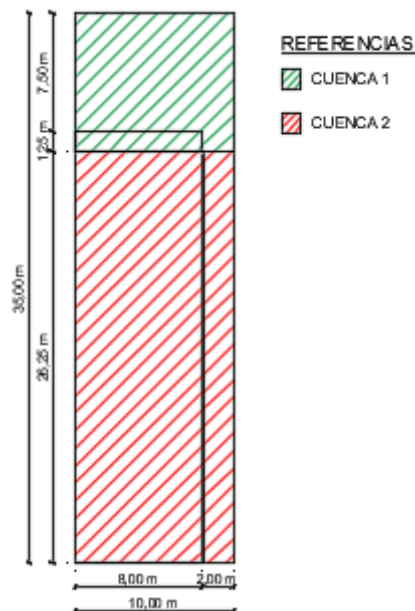


Figura 1 – División del lote.

Por lo tanto, se propone la alternativa de colocar 2 reservorios en el lote para que los mismos trabajando complementariamente almacenen el agua, retarden la salida de la misma y evacúen sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

1.1.1 RESERVORIO EN CUENCA 1

En el primer reservorio, que está ubicado en el fondo del lote (cuenca 1) se coloca un jardín de lluvia que permite almacenar el agua, retardar la salida de la misma y evacuar sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

1.1.1.1 ESTADO NATURAL CUENCA 1

Se analiza la cuenca 1 en su estado natural, con el fin de obtener el verdadero caudal que se puede evacuar por reglamento, respetando el impacto hidrológico cero. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1 del ANEXO 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.1 del ANEXO 1 se obtiene el coeficiente de escorrentía.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coeficiente C
2	0,21
10	0,25
100	0,36

Tabla 1 – Coeficiente de escorrentía de la cuenca 1 para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Intensidad

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.2 del ANEXO 1 se obtiene la intensidad de la cuenca 1.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Intensidad (mm/hora)
2	134,42
10	174,87
100	255,01

Tabla 2 – Intensidad de la cuenca 1 para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Área

Es el área de la cuenca 1. Por lo tanto vale:

Área (Ha) =	8,75E-03
--------------------	-----------------

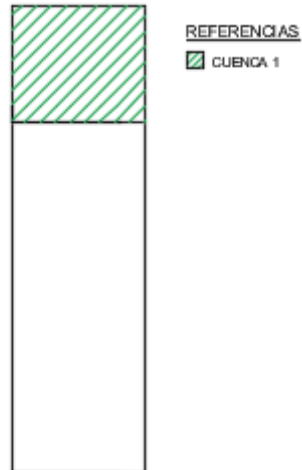


Figura 2 – Área de la cuenca 1.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de la cuenca 1, se puede determinar el caudal de la misma través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal obtenido es el que se puede sacar por reglamento respetando el impacto hidrológico cero en la cuenca 1.

1.1.1.2 ESTADO URBANO CUENCA 1

Se analiza la cuenca 1 antropizada, con el fin de obtener el caudal que se genera producto de la urbanización. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1 del ANEXO 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a la zona que se encuentre el lote, las superficies dentro de la cuenca 1 se distribuyen de la siguiente manera:

Superficie		m ²	%
Techo	Impermeable	0,00	0,00
Jardín	Impermeable	10,00	100,00
	Permeable	77,50	
TOTAL		87,50	100,00

Tabla 3 – Distribución de superficie en la cuenca 1.

Por lo tanto queda:

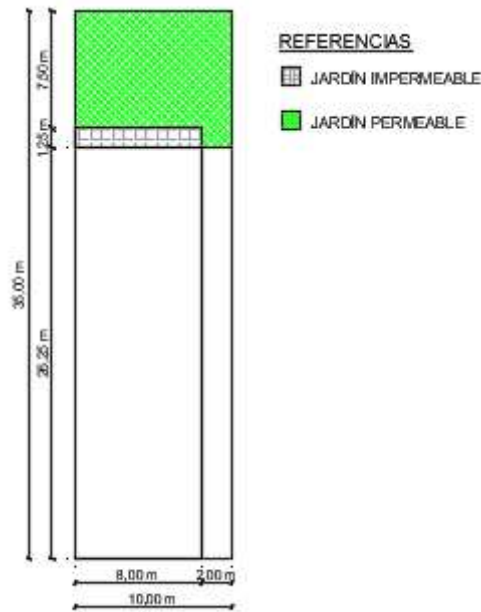


Figura 3 – Distribución de superficie en cuenca 1.

Una vez definidas las superficies y de acuerdo a la recurrencia analizada, se calcula el coeficiente de escorrentía utilizando la tabla de Chow como se explicó en el punto 1.1.1 del ANEXO 1.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coficiente C
2	0,27
10	0,32
100	0,43

Tabla 4 – Coeficiente de escorrentía en la cuenca 1 para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Intensidad

El tiempo que tarda en llegar el agua desde el punto hidrológicamente más alejado a la sección de control donde está el reservorio, es el siguiente:

$$\text{Tiempo Cuenca 1} = \text{Tiempo Pasto} + \text{Tiempo dentro de Reservorio}$$

TIPO DE ESCURRIMIENTO	VELOCIDAD MAXIMA PROMEDIO DEL FLUJO
Flujo no concentrado en campos, zonas verdes, parques y jardines	0,1 m/seg.
Flujo no concentrado en pavimentos	0,35 m/seg.
Flujo en cordón-cuneta	0,6 m/seg.
Flujo en zanjas y canales excavados	1,1 m/seg.
Flujo en conductos de hormigón	1,3 m/seg.
Flujo en canales revestidos de	1,4 m/seg.

Tabla 5- Valores de referencia para estimar la velocidad máxima promedio del flujo, para calcular el tiempo de concentración.

- Tiempo pasto

De acuerdo a la tabla 5, se considera la velocidad máxima promedio del flujo para flujo no concentrado en campos, zonas verdes, parques y jardines y con la longitud del tramo se obtiene el tiempo en el pasto a través de la siguiente expresión:

$$Tiempo\ en\ Pasto = \frac{Longitud\ Tramo}{Velocidad}$$

- Tiempo dentro del reservorio

De acuerdo a la tabla 5, se considera la velocidad máxima promedio del flujo para flujo en zanjas y canales excavados y con la longitud del tramo se obtiene el tiempo en el reservorio a través de la siguiente expresión:

$$Tiempo\ en\ Reservorio = \frac{Longitud\ Tramo}{Velocidad}$$

Una vez que se determina el tiempo que tarda el agua en llegar al reservorio, desde el punto hidrológicamente más alejado, se calcula la intensidad de acuerdo a la curva de IDR de la ciudad de Rosario, para las recurrencia analizadas.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Intensidad (mm/hora)
2	140,73
10	181,42
100	260,59

Tabla 6 – Intensidad de la cuenca 1 para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

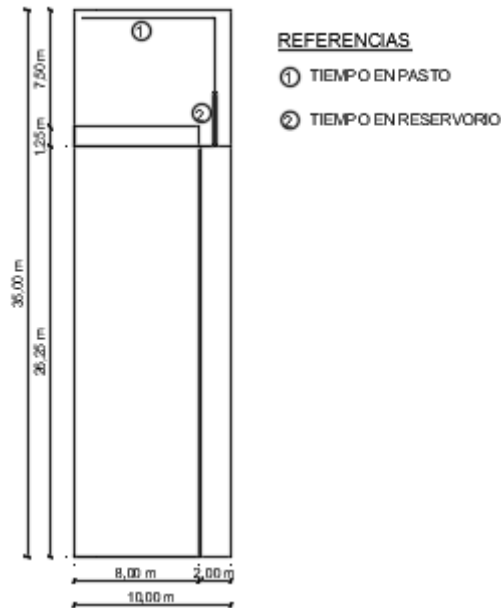


Figura 4 – Tiempos de la cuenca 1.

- Área

Es el área de la cuenca 1. Por lo tanto vale:

Área (Ha) =	8,75E-03
-------------	----------

Tabla 7 – Área de la cuenca 1.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de la cuenca 1, se puede determinar el caudal de la misma a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal obtenido es el que se genera por la urbanización en la cuenca 1.

1.1.1.3 VOLUMEN EXCEDENTE

Se compara el caudal que se genera por el proceso de urbanización (hidrograma de entrada) y el que se puede evacuar como máximo por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero (hidrograma de salida) en la cuenca 1, para determinar el volumen de agua excedente que hay que almacenar en el reservorio de acuerdo a lo expresado en el punto 1.3 del ANEXO 2.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Caudal de Entrada (m ³ /seg)	Caudal de Salida (m ³ /seg)	Volumen Excedente (m ³)
2	9,29E-04	6,86E-04	0,08
10	1,39E-03	1,06E-03	0,11
100	2,72E-03	2,23E-03	0,19

Tabla 8 – Volumen excedente en cuenca 1 para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

De acuerdo al volumen excedente que existe para cada una de las recurrencias analizadas, se propone un reservorio con las siguientes dimensiones:

Ancho	0,30	m
Largo	3,30	m
Altura	0,25	m

Volumen =	0,25	m³
------------------	-------------	----------------------

Tabla 9 – Características geométricas del reservorio en cuenca 1.

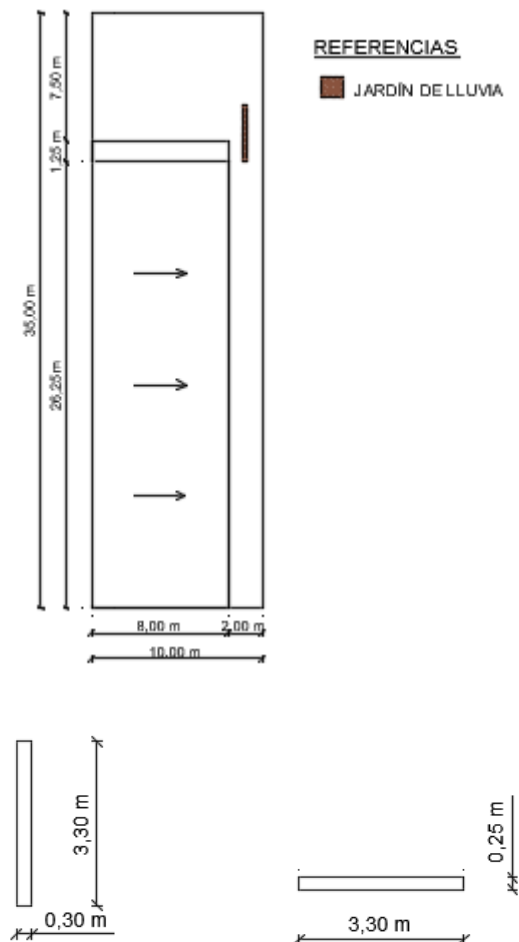


Figura 5 - Dimensiones del reservorio en cuenca 1.

1.1.1.4 ELEMENTOS REGULADORES DEL RESERVORIO

Una vez definidas las dimensiones del reservorio que se va a colocar en la cuenca 1, se calculan los elementos que regulan el caudal dentro del mismo.

1.1.1.4.1 CAUDAL MÁXIMO DE DESCARGA

El caudal máximo que puede descargar el reservorio depende de las condiciones de aguas abajo, es decir de la capacidad de recibir caudales que tenga el sistema de drenaje (natural, artificial o inexistente formalmente), hacia el cual entrega el agua retenida. Este caudal se determina como el menor entre los siguientes:

- El caudal máximo generado por la lluvia de diseño de 2 y 10 años de periodo de retorno, en condiciones naturales de la cuenca aportante.
- La capacidad estimada con que puede operar el sistema de drenaje receptor para intensidades de lluvias promedio.
- La capacidad de la obra que recibe los caudales descargados si opera en serie como elemento de regulación de otra obra alternativa (otra obra de retención, obras de infiltración, canales de drenaje urbano, etc.)

El caudal máximo de descarga del reservorio va a ser el que está permitido evacuar por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero de la cuenca 1.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Q _{máx} (m ³ /seg)
2	6,86E-04
10	1,06E-03
100	2,23E-03

Tabla 10 – Caudal máximo de descarga para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

1.1.1.4.2 CONDUCTO DE SALIDA

El conducto de salida de la cámara de descarga se dimensiona de manera que en las condiciones de descarga máxima, con el reservorio lleno hasta el umbral del vertedero de seguridad, no se sobrepase el gasto máximo permitido hacia aguas abajo respetando el impacto hidrológico cero considerando una lluvia de 2 y 10 años de

período de retorno. Para dimensionar el conducto se relaciona el gasto máximo de evacuación, Q_{evac} , con las propiedades del conducto mediante la relación:

$$Q_{evac} = A \times \left(\frac{2 \times g \times H}{K} \right)^{0,5} \leq Q_{máx}$$

Donde:

- Q_{evac} es el caudal de evacuación (m^3/seg);
- A es el área transversal del conducto en la sección de salida (m^2);
- H es la carga hidráulica, considerada como la diferencia de nivel entre el umbral del vertedero de seguridad y el eje de la sección de salida, si descarga libremente, o el nivel del agua a la salida si la descarga es sumergida (m);
- K es el coeficiente de pérdida de carga total en el conducto en términos de altura de velocidad de salida, considerando las pérdidas en la entrada (0,2), la salida (1,0), y la fricción dependiendo de las propiedades del tubo y su largo, de manera que el valor total de K se calcula como:

$$k = 0,2 + 1 + f \times \frac{L}{D}$$

Material	Factor de Fricción, f
Plástico (PVC)	0.012
Acero	0.015
Asbesto cemento	0.016

Tabla 11 – Factor de fricción en función del material.

Por lo tanto, se tiene:

Adopto f =	0,0120
Longitud L (m) =	13,1300
H (m) =	0,1911

Diámetro (m)	Área del tubo (m^2)	$f \cdot L/D$	K	Q_{evac} (m^3/seg)
0,0330	0,0009	4,7745	5,9745	0,0007

Tabla 12 – Caudal de evacuación.

1.1.1.4.3 VACIADO DEL RESERVORIO

Para el vaciado total del reservorio, se llena hasta el umbral de la cámara de descarga, por lo tanto se dispondrá de un orificio en la parte inferior que se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{vac} = C \times a \times (2 \times g \times h)^{0,5}$$

Donde:

- Q_{vac} es el caudal de vaciado (m^3/seg);
- C es el coeficiente de orificio. Se considera igual a 0,61 para orificio común de pared delgada;
- a es el área del orificio, por lo tanto vale $0,0009 m^2 (m^2)$;
- h es la altura de la cámara de descarga, por lo tanto vale $0,10 m (m)$.

Se aplica para $h < 0,10$ metros.

1.1.1.4.4 TIEMPO DE VACIADO DEL RESERVORIO

Es función de la superficie del agua y el área del orificio .Se calcula de la siguiente manera:

$$T_{vac} = \frac{2 \times S \times \sqrt{h}}{C \times a \times \sqrt{2 \times g}}$$

Donde:

- T_{vac} es el tiempo de vaciado (segundos);
- S es la superficie del agua, por lo tanto vale $0,99 m^2 (m^2)$;
- h es la altura de la cámara de descarga, por lo tanto vale $0,10 m (m)$;
- C es el coeficiente de orificio, por lo tanto vale 0,61;
- a es el área de orificio, por lo tanto vale $0,0009 m^2 (m^2)$.

El tiempo de vaciado del reservorio vale:

$T_{vac} (seg) =$	271,0817
-------------------------------------	-----------------

Tabla 13 – Tiempo de vaciado del reservorio.

1.1.1.4.5 CAUDAL TUBO DE DESCARGA

Para el vaciado del reservorio, entre el umbral de la cámara de descarga y el umbral del vertedero se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{evac} = A \times \left(\frac{2 \times g \times (h + D)}{K} \right)^{0,5}$$

Donde:

- Q_{evac} es el caudal de evacuación (m^3/seg);
- A es el área del orificio, por lo tanto vale $0,0009 m^2 (m^2)$;

- h es la altura que varía entre el umbral de la cámara de descarga y el umbral del vertedero, es decir para $0,10 \text{ m} < h < 0,20 \text{ m}$ (m);
- D es el diámetro del orificio de salida, por lo tanto vale $0,033 \text{ m}$ (m);
- K es el coeficiente de pérdida de carga total en el conducto en términos de altura de velocidad de salida, por lo tanto vale $5,9745$.

Se calcula la altura de la cámara de descarga para una recurrencia de 2 y 10 años de período de retorno.

Se aplica para $0,10 \text{ metros} < h < 0,20 \text{ metros}$.

1.1.1.4.6 VERTEDERO DE SEGURIDAD

El vertedero de seguridad se utiliza para una recurrencia de 100 años de período de retorno y debe ser capaz de descargar un caudal igual a la diferencia entre la lluvia de 100 años de período de retorno antropizada y una lluvia de la misma recurrencia en estado natural.

$$Q_{\text{vertedero}} = Q_{\text{tv}} - Q_{\text{evac}}$$

Donde:

- $Q_{\text{vertedero}}$ es el caudal del vertedero (m^3/seg);
- Q_{tv} es el caudal en estado urbano de la cuenca para una recurrencia de 100 años de período de retorno (m^3/seg);
- Q_{evac} es el caudal de evacuación del conducto de salida (m^3/seg).

A este caudal se lo comparo con el caudal en estado natural de la cuenca para una recurrencia de 100 años de período de retorno y el menor de los dos es el caudal del vertedero adoptado.

Por lo tanto, se tiene:

$Q_{\text{tv}} (\text{m}^3/\text{seg}) =$	0,0027
$Q_{\text{evac}} (\text{m}^3/\text{seg}) =$	0,0007
$Q_{\text{vertedero}} (\text{m}^3/\text{seg}) =$	0,0020

$Q_{\text{estnatural100}} (\text{m}^3/\text{seg}) =$	0,0022
--	--------

$Q_{\text{vertadop}} (\text{m}^3/\text{seg}) =$	0,0020
---	---------------

Tabla 14 – Caudal del vertedero.

El caudal del vertedero se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{vertedero}} = m \times bv \times H_v^{3/2} \times \sqrt{2 \times g}$$

Donde:

- $Q_{\text{vertedero}}$ es el caudal del vertedero (m^3/seg);
- m es el coeficiente que depende de la forma del vertedero. Se considera igual a 0,36;
- bv es el ancho del vertedero, que de acuerdo al $Q_{\text{vertedero}}$ vale 0,1147 m (m);
- H_v es la revancha del vertedero, que vale 0,05 m (m).

Se aplica para $h > 0,20$ metros.

Finalmente, el caudal de salida en el reservorio vale:

$$Q_{\text{salida}} = Q_{\text{vac}} + Q_{\text{evac}} + Q_{\text{ver}}$$

Donde :

- Q_{salida} es el caudal de salida en el reservorio (m^3/seg);
- Q_{vac} es el caudal de vaciado del reservorio (m^3/seg);
- Q_{evac} es el caudal del tubo de descarga del reservorio (m^3/seg);
- Q_{ver} es el caudal del vertedero del reservorio (m^3/seg).

Una vez definidos los elementos reguladores del reservorio, se aplica el concepto de tránsito de hidrogramas.

1.1.1.5 TRÁNSITO DE HIDROGRAMA

Si en el depósito de la figura 6 se produce un aumento brusco del caudal de entrada, ese aumento se reflejará en la salida atenuado (caudal máximo menor) y retardado (caudal máximo retrasado en el tiempo).

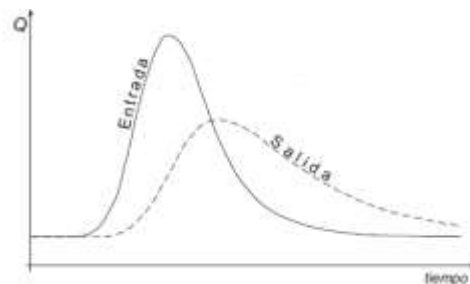
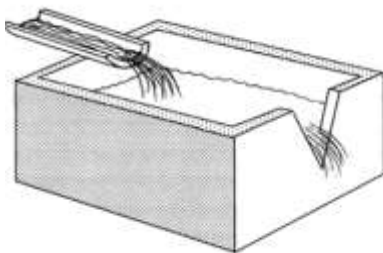


Figura 6 – Efecto de retardo y atenuación en un hidrograma entre la entrada y la salida.

A lo largo de un canal el efecto es similar, supongamos que en el extremo de un canal seco se arroja un volumen de agua (Figura 7). El hidrograma generado (posición A del dibujo) será inicialmente más alto y de menor duración y, a medida que avanza, el mismo volumen pasará por los puntos B y C cada vez con un hidrograma más aplanado. No se considera pérdida de volumen (por infiltración o evaporación), de tal manera que el área comprendida bajo los tres hidrogramas será la misma. En este caso, el retardo será el correspondiente al recorrido del agua a lo largo del canal.

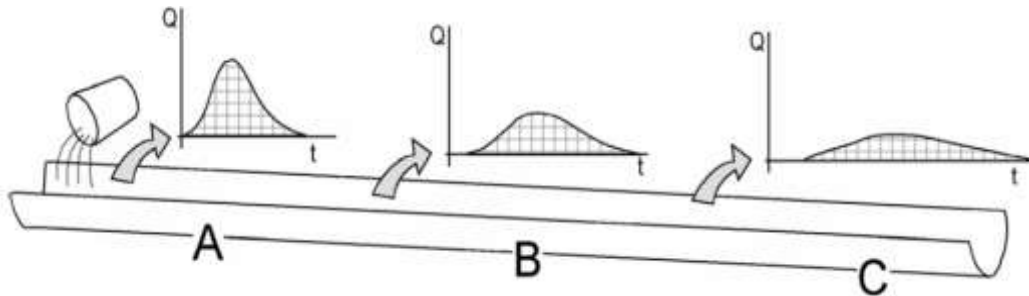


Figura 7 – Efecto del tránsito a lo largo de un canal o río.

Por lo tanto, calcular el tránsito de un hidrograma es obtener el hidrograma del punto C a partir del hidrograma del punto A, u obtener el hidrograma de salida del depósito a partir del hidrograma de entrada.

Considerando de nuevo el depósito de la figura 6, para un Δt considerado se cumple que:

$$\text{Volumen de entrada} - \text{Volumen de salida} = \Delta \text{ Almacenamiento}$$

Dividiendo por Δt se tiene:

$$Q_{\text{entrada}} - Q_{\text{salida}} = \frac{\Delta \text{ Almacenamiento}}{\Delta t}$$

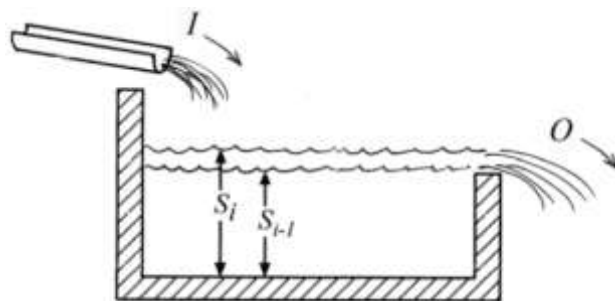


Figura 8 – Variación en el almacenamiento de un depósito entre dos tiempos consecutivos t_{i-1} y t_i .

Llevando las incógnitas a la izquierda:

$$\left(\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i\right) = (I_{i-1} + I_i) + \left(\frac{2S_{i-1}}{\Delta t} - O_{i-1}\right)$$

En cada incremento de tiempo, los valores de la parte derecha de la expresión anterior son conocidos y se calcula el valor de $\left(\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i\right)$.

Finalmente, a partir de $\left(\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i\right)$ se obtiene el valor de O_i utilizando un gráfico, tabla o ecuación que relacione O con el grupo $\left(\frac{2S}{\Delta t} + O\right)$ que es la variación del caudal de salida con la altura del depósito y la variación del volumen almacenado con la altura del depósito.

Para aplicar la expresión anterior, en cada incremento de tiempo se obtuvo el valor del grupo $\left(\frac{2S}{\Delta t} - O\right)$ del incremento del tiempo anterior, que se calcula como:

$$\left(\frac{2S_i}{\Delta t} - O_i\right) = \left(\frac{2S_i}{\Delta t} + O_i\right) - 2O_i$$

Se verifica que la altura no supere la altura máxima del reservorio. Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	h (m)	h máximo (m)
2	0,0778	0,2500
10	0,1491	
100	0,2379	

Tabla 15 – Altura máxima dentro del reservorio para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

Además se verifica que el caudal que sale en el reservorio sea menor que el caudal en estado natural, respetando el impacto hidrológico cero. Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Qsalida (m³/seg)	Qmáximo (m³/seg)
2	0,0006	0,0007
10	0,0007	0,0011
100	0,0022	0,0022

Tabla 16 – Caudal máximo de salida del reservorio para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

1.1.2 RESERVORIO EN CUENCA 2

En el segundo reservorio, que está ubicado adelante del lote (cuenca 2) se coloca un albañal pluvial que permite almacenar el agua, retardar la salida de la misma y evacuar sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

La cuenca 2 se dividió en dos de la siguiente manera:

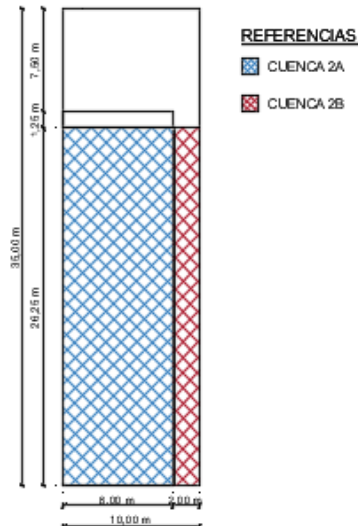


Figura 10 – División de la cuenca 2.

Tanto la cuenca 2a como la 2b aportan al reservorio adoptado.

1.1.2.1 ESTADO NATURAL CUENCA TOTAL

Se analiza el lote (cuenca total) en su estado natural, con el fin de obtener el verdadero caudal que se puede evacuar por reglamento, respetando el impacto hidrológico cero. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1 del ANEXO 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coefficiente de escorrentía

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.1 del ANEXO 1 se obtiene el coeficiente de escorrentía.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coefficiente C
2	0,21
10	0,25
100	0,36

Tabla 17 – Coeficiente de escorrentía de la cuenca total para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Intensidad

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.2 del ANEXO 1 se obtiene la intensidad de la cuenca total.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Intensidad (mm/hora)
2	120,70
10	157,06
100	228,98

Tabla 18 – Intensidad de la cuenca total para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Área

Es el área de la cuenca total. Por lo tanto vale:

$$\text{Área (Ha)} = 3,50\text{E-}02$$

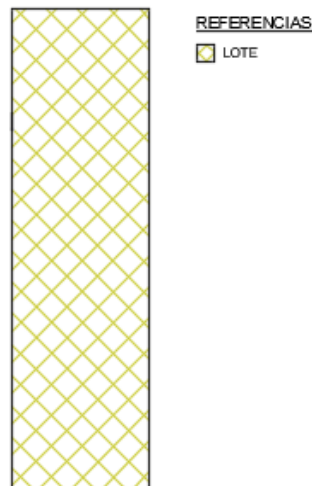


Figura 11 – Área de la cuenca total.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de la cuenca total, se puede determinar el caudal de la misma través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal obtenido es el que se puede sacar por reglamento respetando el impacto hidrológico cero en la cuenca total.

1.1.2.2 ESTADO URBANO CUENCA 2A

Se analiza la cuenca 2a antropizada, con el fin de obtener el caudal que se genera producto de la urbanización. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1 del ANEXO 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a la zona que se encuentre el lote, las superficies dentro de la cuenca 2a se distribuyen de la siguiente manera:

Superficie		m ²	%
Techo	Impermeable	210,00	100,00
Jardín	Impermeable	0,00	0,00
	Permeable	0,00	
TOTAL		210,00	100,00

Tabla 19 – Distribución de superficie en la cuenca 2a.

Por lo tanto queda:

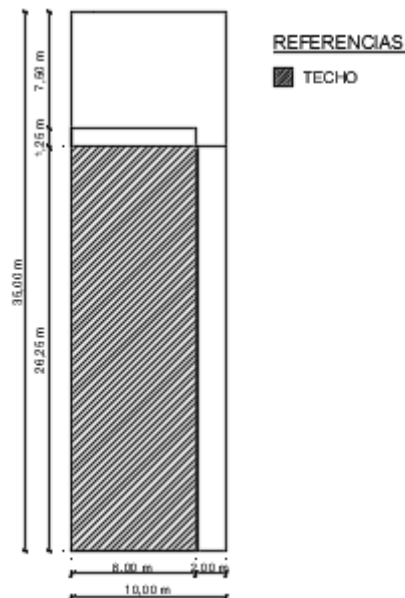


Figura 12 – Distribución de superficie en la cuenca 2a.

Una vez definidas las superficies y de acuerdo a la recurrencia analizada, se calcula el coeficiente de escorrentía utilizando la tabla de Chow como se explicó en el punto 1.1.1 del ANEXO 1.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coficiente C
2	0,75
10	0,83
100	0,97

Tabla 20 – Coeficiente de escorrentía en la cuenca 2a para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Intensidad

El tiempo que tarda en llegar el agua desde el punto hidrológicamente más alejado a la sección de control donde está el reservorio, es el siguiente:

$$Tiempo\ Cuenca\ 2a = Tiempo\ Techo + Tiempo\ Canaleta + Tiempo\ Pasto$$

- Tiempo techo

Se determina la velocidad del agua en el techo a través de la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \times Rh^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- n es el coeficiente de rugosidad de Manning, en este caso se considera techo de chapa galvanizada;
- Rh es el radio hidráulico, se considera 1 m (m);
- S es la pendiente del techo, se considera 0,012 m/m (m/m).

Luego se determina la longitud del tramo y se obtiene el tiempo en el techo a través de la siguiente expresión:

$$Tiempo\ en\ Techo = \frac{Longitud\ Tramo}{Velocidad}$$

- Tiempo canaleta

Se determina la velocidad del agua en la canaleta a través de la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \times Rh^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- n es el coeficiente de rugosidad de Manning, en este caso se considera canaleta de chapa galvanizada;
- Rh es el radio hidráulico, se considera 0,03 m (m);

- S es la pendiente del techo, se considera 0,005 m/m (m/m).

Luego se determina la longitud del tramo y se obtiene el tiempo en la canaleta a través de la siguiente expresión:

$$Tiempo\ en\ Canaleta = \frac{Longitud\ Tramo}{Velocidad}$$

- Tiempo pasto

De acuerdo a la tabla 5, se considera la velocidad máxima promedio del flujo para flujo no concentrado en campos, zonas verdes, parques y jardines y con la longitud del tramo se obtiene el tiempo en el pasto a través de la siguiente expresión:

$$Tiempo\ en\ Pasto = \frac{Longitud\ Tramo}{Velocidad}$$

Una vez que se determina el tiempo que tarda el agua en llegar al reservorio, desde el punto hidrológicamente más alejado, se calcula la intensidad de acuerdo a la curva de IDR de la ciudad de Rosario, para las recurrencia analizadas.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Intensidad (mm/hora)
2	149,15
10	193,60
100	280,91

Tabla 21 – Intensidad de la cuenca 2a para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

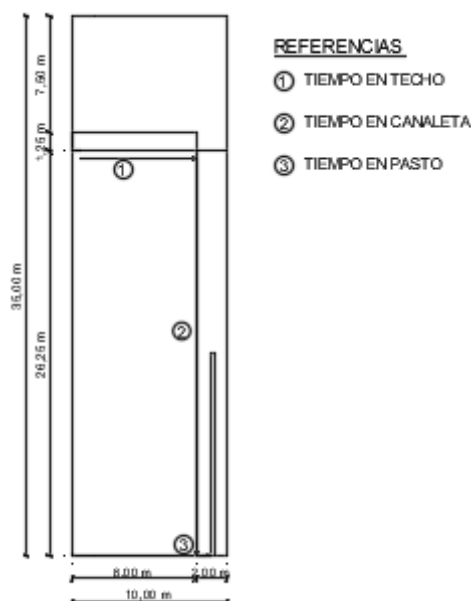


Figura 13 – Tiempos de la cuenca 2a.

- Área

Es el área de la cuenca 2a. Por lo tanto vale:

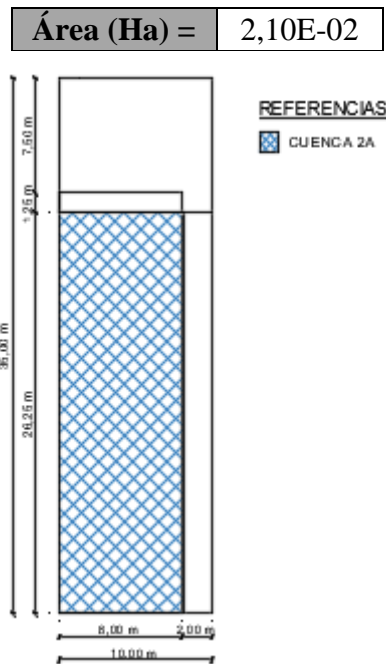


Tabla 14 – Área de la cuenca 2a.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de la cuenca 2a, se puede determinar el caudal de la misma a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal obtenido es el que se genera por la urbanización en la cuenca 2a.

1.1.2.3 ESTADO URBANO CUENCA 2B

Se analiza la cuenca 2b antropizada, con el fin de obtener el caudal que se genera producto de la urbanización. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1 del ANEXO 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a la zona que se encuentre el lote, las superficies dentro de la cuenca 2b se distribuyen de la siguiente manera:

Superficie		m ²	%
Techo	Impermeable	0,00	0,00
Jardín	Impermeable	0,00	100,00
	Permeable	52,50	
TOTAL		52,50	100,00

Tabla 22 – Distribución de superficie en la cuenca 2b.

Por lo tanto queda:

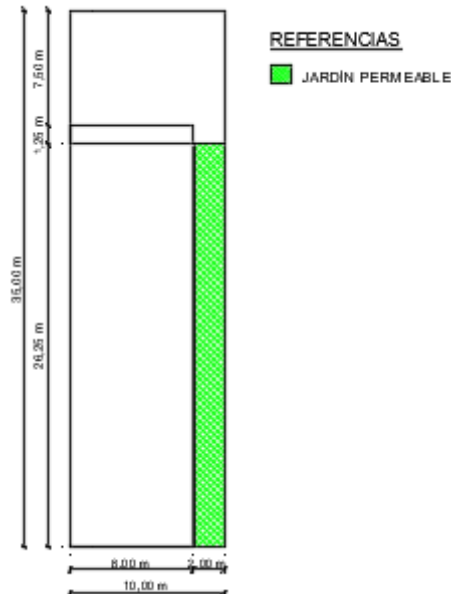


Tabla 15 – Distribución de superficie en la cuenca 2b.

Una vez definidas las superficies y de acuerdo a la recurrencia analizada, se calcula el coeficiente de escorrentía utilizando la tabla de Chow como se explicó en el punto 1.1.1 del ANEXO 1.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coficiente C
2	0,21
10	0,25
100	0,36

Tabla 23 – Coeficiente de escorrentía en la cuenca 2b para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Intensidad

El tiempo que tarda en llegar el agua desde el punto hidrológicamente más alejado a la sección de control donde está el reservorio, es el siguiente:

$$Tiempo\ Cuenca\ 2b = Tiempo\ Pasto + Tiempo\ dentro\ de\ Reservorio$$

- Tiempo pasto

De acuerdo a la tabla 5, se considera la velocidad máxima promedio del flujo para flujo no concentrado en campos, zonas verdes, parques y jardines y con la longitud del tramo se obtiene el tiempo en el pasto a través de la siguiente expresión:

$$Tiempo\ en\ Pasto = \frac{Longitud\ Tramo}{Velocidad}$$

- Tiempo dentro del reservorio

Se determina la velocidad del agua en el reservorio a través de la ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \times Rh^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

- n es el coeficiente de rugosidad de Manning, en este caso se considera hormigón;
- Rh es el radio hidráulico, se considera 0,03 m (m);
- S es la pendiente de la cañería, se considera 0,001 m/m (m/m).

Luego se determina la longitud del tramo y se obtiene el tiempo en el reservorio a través de la siguiente expresión:

$$Tiempo\ en\ Reservorio = \frac{Longitud\ Tramo}{Velocidad}$$

Una vez que se determina el tiempo que tarda el agua en llegar al reservorio, desde el punto hidrológicamente más alejado, se calcula la intensidad de acuerdo a la curva de IDR de la ciudad de Rosario, para las recurrencia analizadas.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Intensidad (mm/hora)
2	136,52
10	175,43
100	250,77

Tabla 24 – Intensidad de la cuenca 2b para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

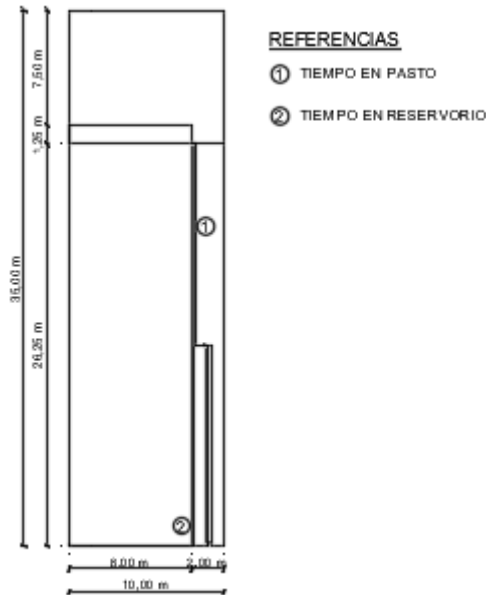


Figura 16 – Tiempos de la cuenca 2b.

- Área

Es el área de la cuenca 2b. Por lo tanto vale:

Área (Ha) =	5,25E-03
--------------------	-----------------

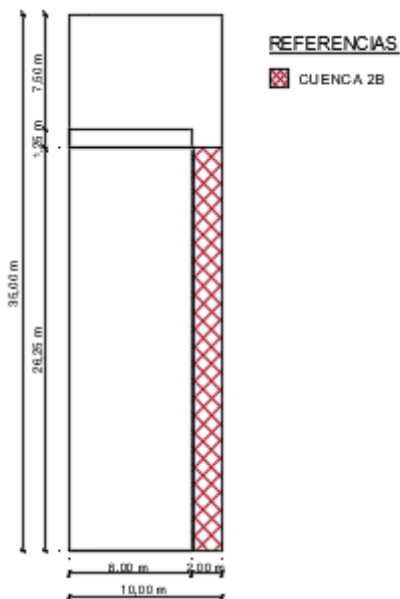


Figura 17 – Área de la cuenca 2b.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de la cuenca 2b, se puede determinar el caudal de la misma a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal obtenido es el que se genera por la urbanización en la cuenca 2b.

1.1.2.4 ESTADO NATURAL CUENCA 1

De acuerdo a lo expresado en el punto 1.1.1.1 se determina el caudal en estado natural de la cuenca 1, que es el máximo caudal que puedo evacuar por reglamento en la cuenca 1 respetando el impacto hidrológico cero.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	QestnatCuenca1(m³/seg)
2	6,86E-04
10	1,06E-03
100	2,23E-03

Tabla 25 – Caudal en estado natural de la cuenca 1 para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

1.1.2.5 HIDROGRAMA DE ENTRADA

El hidrograma de entrada está compuesto por la suma de:

- El estado urbano de la cuenca 2a, tal como se expresó en el punto 1.1.2.2.
- El estado urbano de la cuenca 2b, tal como se expresó en el punto 1.1.2.3.
- El estado natural de la cuenca 1, tal como se expresó en el punto 1.1.2.4.

1.1.2.6 VOLUMEN EXCEDENTE

Se compara el caudal que se genera por el proceso de urbanización (hidrograma de entrada) y el que se puede evacuar como máximo por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero (hidrograma de salida) en la cuenca total, para determinar el volumen de agua excedente que hay que almacenar en el reservorio de acuerdo a lo expresado en el punto 1.3 del ANEXO 2.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Caudal de Entrada (m ³ /seg)	Caudal de Salida (m ³ /seg)	Volumen Excedente (m ³)
2	6,88E-03	2,46E-03	0,36
10	9,92E-03	3,82E-03	0,51
100	0,02	8,01E-03	0,79

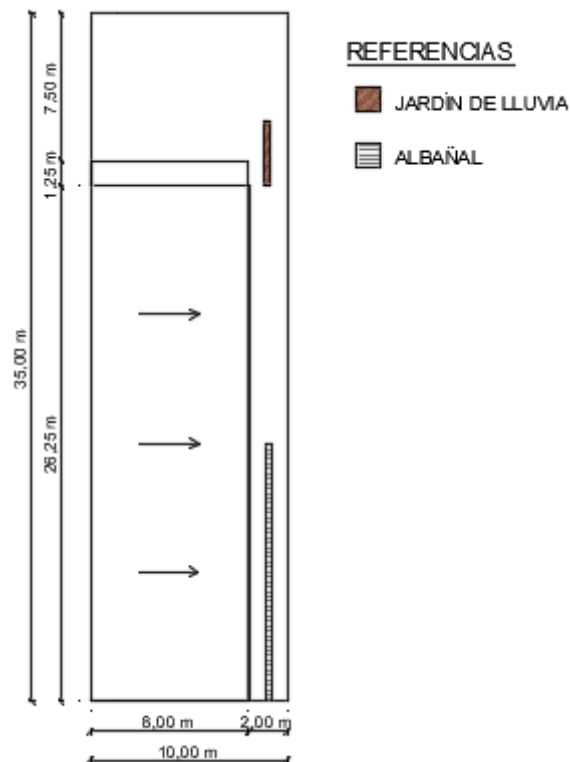
Tabla 26 – Volumen excedente en cuenca 2 para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

De acuerdo al volumen excedente que existe para cada una de las recurrencias analizadas, se propone un reservorio con las siguientes dimensiones:

Ancho	0,30	m
Largo	13,13	m
Altura	0,30	m

Volumen =	1,18	m³
------------------	-------------	----------------------

Tabla 27 – Características geométricas del reservorio en cuenca 2.



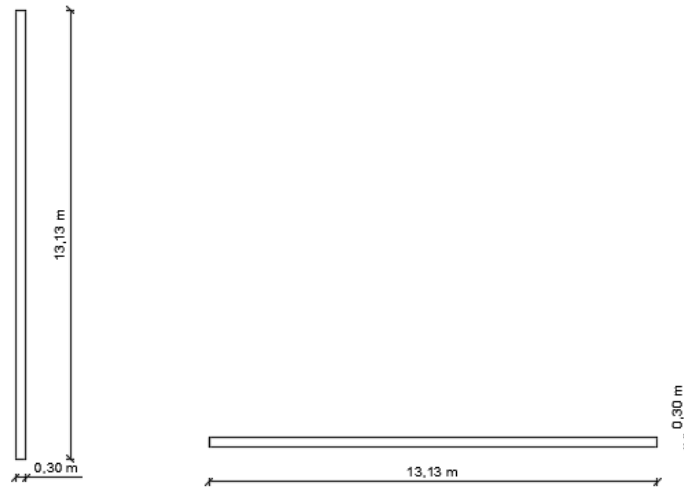


Figura 18 - Dimensiones del reservorio en cuenca 2.

1.1.2.7 ELEMENTOS REGULADORES DEL RESERVORIO

Una vez definidas las dimensiones del reservorio que se va a colocar en la cuenca 2, se calculan los elementos que regulan el caudal dentro del mismo.

1.1.2.7.1 CAUDAL MÁXIMO DE DESCARGA

El caudal máximo que puede descargar el reservorio depende de las condiciones de aguas abajo, es decir de la capacidad de recibir caudales que tenga el sistema de drenaje (natural, artificial o inexistente formalmente), hacia el cual entrega el agua retenida. Este caudal se determina como el menor entre los siguientes:

- El caudal máximo generado por la lluvia de diseño de 2 y 10 años de periodo de retorno, en condiciones naturales de la cuenca aportante.
- La capacidad estimada con que puede operar el sistema de drenaje receptor para intensidades de lluvias promedio.
- La capacidad de la obra que recibe los caudales descargados si opera en serie como elemento de regulación de otra obra alternativa (otra obra de retención, obras de infiltración, canales de drenaje urbano, etc.)

El caudal máximo de descarga del reservorio va a ser el que está permitido evacuar por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero de la cuenca total.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Q _{máx} (m ³ /seg)
2	2,46E-03
10	3,82E-03
100	8,01E-03

Tabla 28 – Caudal máximo de descarga para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

1.1.2.7.2 CONDUCTO DE SALIDA

El conducto de salida de la cámara de descarga se dimensiona de manera que en las condiciones de descarga máxima, con el reservorio lleno hasta el umbral del vertedero de seguridad, no se sobrepase el gasto máximo permitido hacia aguas abajo respetando el impacto hidrológico cero considerando una lluvia de 2 y 10 años de período de retorno. Para dimensionar el conducto se relaciona el gasto máximo de evacuación, Q_{evac}, con las propiedades del conducto mediante la relación:

$$Q_{evac} = A \times \left(\frac{2 \times g \times H}{K} \right)^{0,5} \leq Q_{máx}$$

Donde:

- Q_{evac} es el caudal de evacuación (m³/seg);
- A es el área transversal del conducto en la sección de salida (m²);
- H es la carga hidráulica, considerada como la diferencia de nivel entre el umbral del vertedero de seguridad y el eje de la sección de salida, si descarga libremente, o el nivel del agua a la salida si la descarga es sumergida (m);
- K es el coeficiente de pérdida de carga total en el conducto en términos de altura de velocidad de salida, considerando las pérdidas en la entrada (0,2), la salida (1,0), y la fricción dependiendo de las propiedades del tubo y su largo, de manera que el valor total de K se calcula como:

$$k = 0,2 + 1 + f \times \frac{L}{D}$$

Por lo tanto, se tiene:

Adopto f =	0,0120
Longitud L (m) =	5,8000
H (m) =	0,1922

Diámetro (m)	Área del tubo (m ²)	f*L/D	K	Qevac (m ³ /seg)
0,0500	0,0020	1,3920	2,5920	0,0024

Tabla 29 – Caudal de evacuación.

1.1.2.7.3 VACIADO DEL RESERVORIO

Para el vaciado total del reservorio, se llena hasta el umbral de la cámara de descarga, por lo tanto se dispondrá de un orificio en la parte inferior que se calcula de la siguiente manera:

$$Qvac = C \times a \times (2 \times g \times h)^{0,5}$$

Donde:

- Qvac es el caudal de vaciado (m³/seg);
- C es el coeficiente de orificio. Se considera igual a 0,61 para orificio común de pared delgada;
- a es el área del orificio, por lo tanto vale 0,0020 m² (m²);
- h es la altura de la cámara de descarga, por lo tanto vale 0,10 m (m).

Se aplica para h < 0,10 metros.

1.1.2.7.4 TIEMPO DE VACIADO DEL RESERVORIO

Es función de la superficie del agua y el área del orificio .Se calcula de la siguiente manera:

$$Tvac = \frac{2 \times S \times \sqrt{h}}{C \times a \times \sqrt{2 \times g}}$$

Donde:

- Tvac es el tiempo de vaciado (segundos);
- S es la superficie del agua, por lo tanto vale 3,9390 m² (m²);
- h es la altura de la cámara de descarga, por lo tanto vale 0,10 m (m);
- C es el coeficiente de orificio, por lo tanto vale 0,61;
- a es el área de orificio, por lo tanto vale 0,0020 m² (m²).

El tiempo de vaciado del reservorio vale:

Tvac (seg) =	469,8279
---------------------	----------

Tabla 30 – Tiempo de vaciado del reservorio.

1.1.2.7.5 CAUDAL TUBO DE DESCARGA

Para el vaciado del reservorio, entre el umbral de la cámara de descarga y el umbral del vertedero se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{evac} = A \times \left(\frac{2 \times g \times (h + D)}{K} \right)^{0,5}$$

Donde:

- Q_{evac} es el caudal de evacuación (m^3/seg);
- A es el área del orificio, por lo tanto vale $0,0020 m^2 (m^2)$;
- h es la altura que varía entre el umbral de la cámara de descarga y el umbral del vertedero, es decir para $0,10 m < h < 0,20 m (m)$;
- D es el diámetro del orificio de salida, por lo tanto vale $0,0500 m (m)$;
- K es el coeficiente de pérdida de carga total en el conducto en términos de altura de velocidad de salida, por lo tanto vale $2,5920$.

Se calcula la altura de la cámara de descarga para una recurrencia de 2 y 10 años de período de retorno.

Se aplica para $0,10 \text{ metros} < h < 0,20 \text{ metros}$.

1.1.2.7.6 VERTEDERO DE SEGURIDAD

El vertedero de seguridad se utiliza para una recurrencia de 100 años de período de retorno y debe ser capaz de descargar un caudal igual a la diferencia entre la lluvia de 100 años de período de retorno antropizada y una lluvia de la misma recurrencia en estado natural.

$$Q_{vertedero} = Q_{tv} - Q_{evac}$$

Donde:

- $Q_{vertedero}$ es el caudal del vertedero (m^3/seg);
- Q_{tv} es el caudal en estado urbano de la cuenca para una recurrencia de 100 años de período de retorno (m^3/seg);
- Q_{evac} es el caudal de evacuación del conducto de salida (m^3/seg).

A este caudal se lo comparo con el caudal en estado natural de la cuenca para una recurrencia de 100 años de período de retorno y el menor de los dos es el caudal del vertedero adoptado.

Por lo tanto, se tiene:

Q _{tv} (m ³ /seg) =	0,0171
Q _{evac} (m ³ /seg) =	0,0024
Q _{vertedero} (m ³ /seg) =	0,0147

Q _{estnatural100} (m ³ /seg) =	0,0080
--	--------

Q_{vertadop} (m³/seg) =	0,0080
---	---------------

Tabla 31 – Caudal del vertedero.

El caudal del vertedero se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{vertedero} = m \times b_v \times H_v^{3/2} \times \sqrt{2 \times g}$$

Donde:

- Q_{vertedero} es el caudal del vertedero (m³/seg);
- m es el coeficiente que depende de la forma del vertedero. Se considera igual a 0,36;
- b_v es el ancho del vertedero, que de acuerdo al Q_{vertadop} vale 0,1590 m (m);
- H_v es la revancha del vertedero, que vale 0,10 m (m).

Se aplica para h > 0,20 metros.

Finalmente, el caudal de salida en el reservorio vale:

$$Q_{salida} = Q_{vac} + Q_{evac} + Q_{ver}$$

Donde:

- Q_{salida} es el caudal de salida en el reservorio (m³/seg);
- Q_{vac} es el caudal de vaciado del reservorio (m³/seg);
- Q_{evac} es el caudal del tubo de descarga del reservorio (m³/seg);
- Q_{ver} es el caudal del vertedero del reservorio (m³/seg).

Una vez definidos los elementos reguladores del reservorio, se aplica el concepto de tránsito de hidrogramas.

1.1.2.8 TRÁNSITO DE HIDROGRAMA

De acuerdo a lo expresado en el punto 1.1.1.5 se describe el tránsito de hidrograma.

Se verifica que la altura no supere la altura máxima del reservorio. Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	h (m)	h máximo (m)
2	0,0938	0,3000
10	0,1394	
100	0,2363	

Tabla 32 – Altura máxima dentro del reservorio para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

Además se verifica que el caudal que sale en el reservorio sea menor que el caudal en estado natural, respetando el impacto hidrológico cero. Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

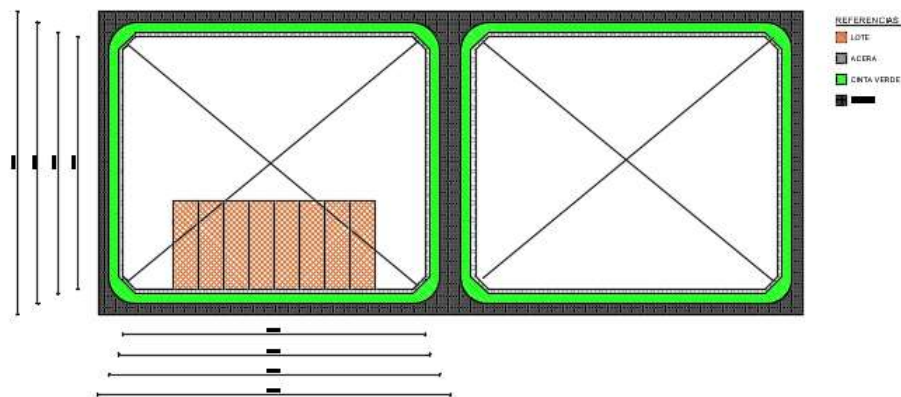
Recurrencia (años)	Qsalida (m ³ /seg)	Qmáximo (m ³ /seg)
2	0,0016	0,0025
10	0,0023	0,0038
100	0,0049	0,0080

Tabla 33 – Caudal máximo de salida del reservorio para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

1.2 RESERVORIO EN VEREDA Y CALLE

Teniendo en cuenta las medidas aplicadas en el punto 1.1, la cual describe la incorporación de reservorios en el lote, se propone la alternativa de incorporar también reservorios en vereda y calle con el objetivo de que trabajen todos conjuntamente.

Por lo tanto, se propone como hipótesis inicial la siguiente distribución del lote, vereda y calle.



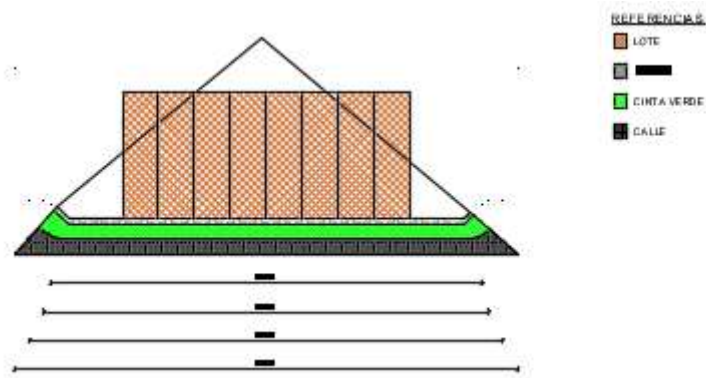


Figura 19 – Distribución de lote, vereda y calle.

Se propone la alternativa de colocar reservorios en vereda y calle, para que los mismos trabajando complementariamente con los reservorios en el lote, almacenen el agua, retarden la salida de la misma y evacúen sólo lo que está permitido por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero.

1.2.1 ESTADO NATURAL LOTE, VEREDA Y CALLE

Se analiza la cuenca lote, vereda y calle en su estado natural, con el fin de obtener el verdadero caudal que se puede evacuar por reglamento, respetando el impacto hidrológico cero. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1 del ANEXO 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.1 del ANEXO 1 se obtiene el coeficiente de escorrentía.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coefficiente C
2	0,21
10	0,25
100	0,36

Tabla 34 – Coeficiente de escorrentía de la cuenca lote, vereda y calle para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Intensidad

De acuerdo a lo expresado en el punto 2.2 del ANEXO 1 se obtiene la intensidad de la cuenca lote, vereda y calle.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

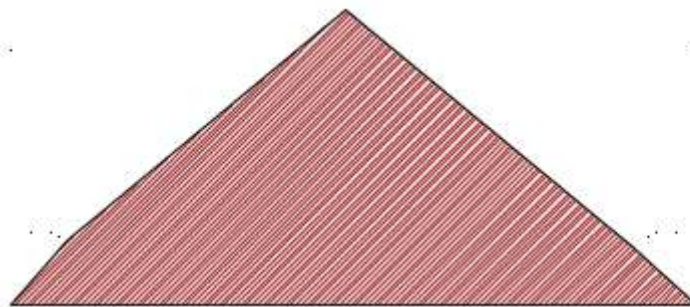
Recurrencia (años)	Intensidad (mm/hora)
2	91,86
10	120,38
100	175,77

Tabla 35 – Intensidad de la cuenca lote, vereda y calle para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Área

Es el área de la cuenca lote, vereda y calle. Por lo tanto vale:

Área (Ha) =	0,42
-------------	------



REFERENCIAS

LOTE, VEREDA Y CALLE

Figura 20 – Área de la cuenca lote, vereda y calle.

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de la cuenca lote, vereda y calle, se puede determinar el caudal de la misma a través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal obtenido es el que se puede sacar por reglamento respetando el impacto hidrológico cero en la cuenca lote, vereda y calle.

1.2.2 ESTADO URBANO VEREDA Y CALLE

Se analiza la cuenca vereda y calle antropizada, con el fin de obtener el caudal que se genera producto de la urbanización. Para ello se utiliza el método racional expresado en el punto 1 del ANEXO 1, cuyos parámetros se obtienen de la siguiente manera.

- Coeficiente de escorrentía

Se propone la siguiente hipótesis inicial para determinar los tipos de superficies que se encuentran en la cuenca vereda y calle.

- Vereda

Se propone un ancho de vereda de 5,80 metros. Por lo tanto, de acuerdo a las dimensiones de las manzanas, las veredas son de 131,60 metros x 111,60 metros. Las superficies dentro de la vereda se distribuyen de la siguiente manera:

Superficie	m ²	%
Acera	215,46	31,03
Cinta Verde	478,79	68,97
TOTAL	694,25	100,00

Tabla 36 – Distribución de superficie en vereda.

- Calle

Se propone que entre Línea Municipal de una manzana y Línea Municipal de otra manzana haya una distancia de 20 metros. Por lo tanto, de acuerdo a las dimensiones de las manzanas, las calles son de 140 metros x 120 metros.

Por lo tanto queda:

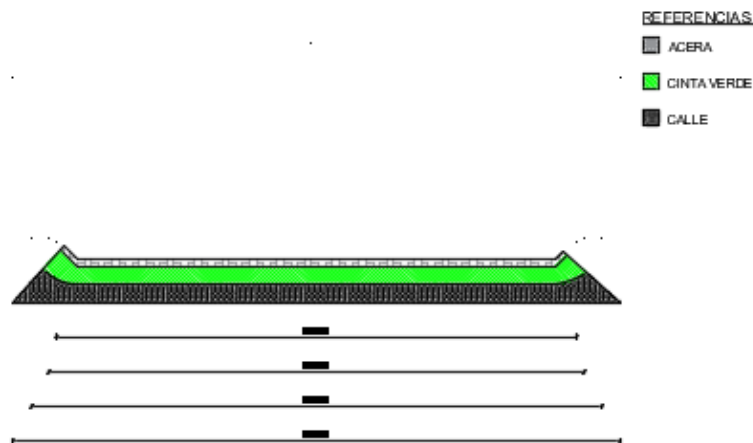


Figura 21 – Distribución de superficie en vereda y calle.

Una vez definidas las superficies y de acuerdo a la recurrencia analizada, se calcula el coeficiente de escorrentía utilizando la tabla de Chow como se explicó en el punto 1.1.1 del ANEXO 1.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Coficiente C
2	0,54
10	0,61
100	0,73

Tabla 37 – Coeficiente de escorrentía en la cuenca vereda y calle para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

- Intensidad

El tiempo que tarda en llegar el agua desde el punto hidrológicamente más alejado a la sección de control donde está el reservorio, es el siguiente:

$$Tiempo Vereda y Calle = Tiempo Vereda y Calle + Tiempo en el Reservorio$$

- Tiempo vereda y calle

Se determina el tiempo del agua en la vereda y calle a través de la ecuación de Schaake:

$$tc = \frac{1,8 \times L^{0,24}}{S^{0,16} \times A_{imp}^{0,26}}$$

Donde:

- L es la distancia recorrida a lo largo del borde de la calle, se considera igual a 94,30 m (m);
- S la pendiente promedio del camino, se considera igual a 1 m/m (m/m);
- A_{imp} es la fracción de la superficie formada por áreas impermeables, se considera igual a 0,63.
- Tiempo dentro del reservorio

De acuerdo a la tabla 5, se considera la velocidad máxima promedio del flujo para flujo en zanjas y canales excavados y con la longitud del tramo se obtiene el tiempo en el reservorio a través de la siguiente expresión:

$$Tiempo en Reservorio = \frac{Longitud Tramo}{Velocidad}$$

Una vez que se determina el tiempo que tarda el agua en llegar al reservorio, desde el punto hidrológicamente más alejado, se calcula la intensidad de acuerdo a la curva de IDR de la ciudad de Rosario, para las recurrencia analizadas.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Intensidad (mm/hora)
2	123,89
10	157,84
100	222,63

Tabla 38 – Intensidad de la cuenca vereda y calle para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

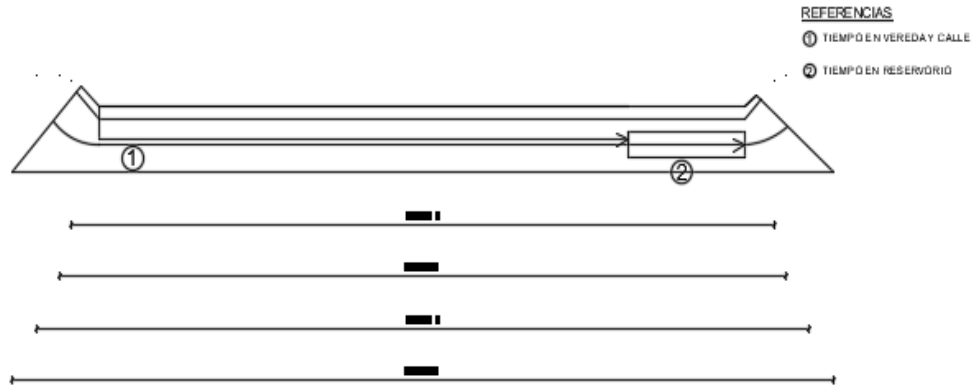


Figura 22 – Tiempos de la cuenca vereda y calle.

- Área

Es el área de la cuenca vereda y calle. Por lo tanto vale:

Área (Ha) =	0,13
-------------	------

REFERENCIAS

- ▨ VEREDA Y CALLE

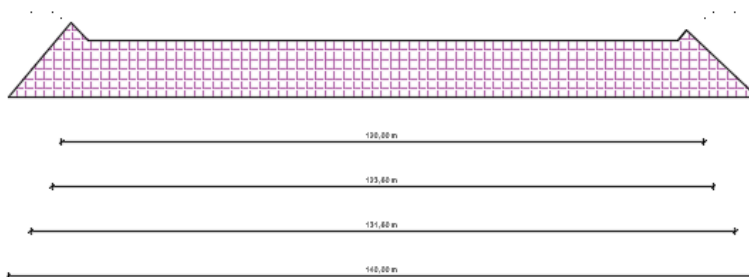


Figura 23 – Área de la cuenca vereda y calle

Una vez obtenidos el coeficiente de escorrentía (C), la intensidad (I) y el área (A) de la cuenca vereda y calle, se puede determinar el caudal de la misma través del método racional:

$$Q = \frac{C \times I \times A}{360}$$

El caudal obtenido es el que se genera por la urbanización en la cuenca vereda y calle.

1.2.3 ESTADO NATURAL LOTES

De acuerdo a lo expresado en el punto 1.1.2.1 se determina el caudal en estado natural de los lotes, que es el máximo caudal que puedo evacuar por reglamento en los

lotes respetando el impacto hidrológico cero y que además aportan a la cuenca vereda y calle.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	QestnatLote(m ³ /seg)
2	2,46E-03
10	3,82E-03
100	8,01E-03

Tabla 39 – Caudal en estado natural del lote para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

1.2.3.1 TIEMPO ENCAUZADO POR CORDÓN CUNETA

Se calcula el tiempo que tarda en recorrer el agua de lote a lote por el cordón cuneta a través de la siguiente expresión:

$$Velocidad\ en\ cuneta = v = \frac{0,63}{n} \times \left(\frac{W \times h}{W + h} \right)^{2/3} \times S^{1/2}$$

Donde:

- n es el coeficiente de Manning, en este caso se considera asfalto;
- W es el ancho superficial, se considera igual a 4 m (m);
- h es la profundidad del cordón, se considera igual a 0,10 m (m);
- S es la pendiente promedio del camino, se considera igual a 0,0014 m/m (m/m).

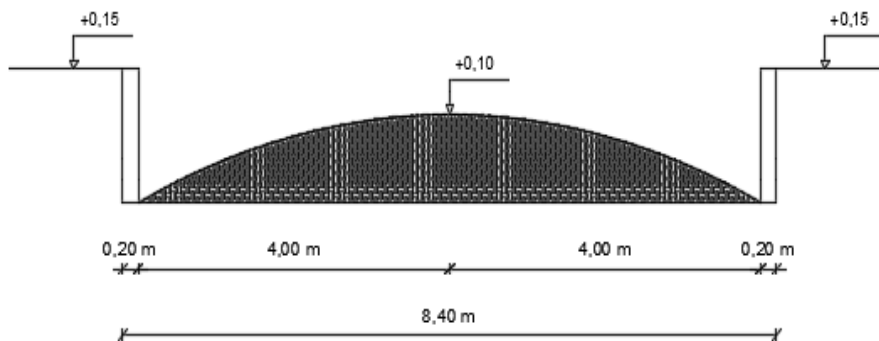


Figura 24 – Tiempo por cordón cuneta lote a lote

1.2.4 HIDROGRAMA DE ENTRADA

El hidrograma de entrada está compuesto por la suma de:

- El estado urbano de la cuenca vereda y calle, tal como se expresó en el punto 1.2.2.

- El estado natural de los lotes, tal como se expresó en el punto 1.2.3.

1.2.5 VOLUMEN EXCEDENTE

Se compara el caudal que se genera por el proceso de urbanización (hidrograma de entrada) y el que se puede evacuar como máximo por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero (hidrograma de salida) en la cuenca vereda y calle, para determinar el volumen de agua excedente que hay que almacenar en el reservorio de acuerdo a lo expresado en el punto 1.3 del ANEXO 2.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Caudal de Entrada (m ³ /seg)	Caudal de Salida (m ³ /seg)	Volumen Excedente (m ³)
2	0,04	0,02	10,13
10	0,05	0,04	13,48
100	0,10	0,07	18,03

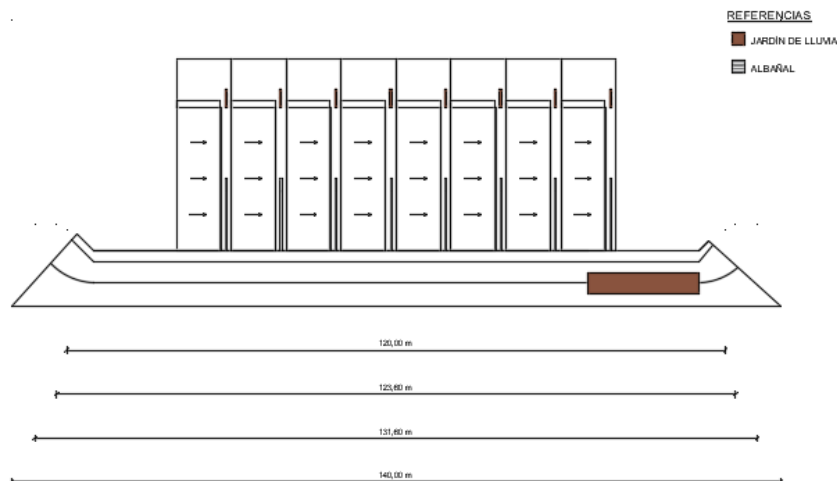
Tabla 40 – Volumen excedente en cuenca vereda y calle para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

De acuerdo al volumen excedente que existe para cada una de las recurrencias analizadas, se propone un reservorio con las siguientes dimensiones:

Ancho	3,70	m
Largo	20,00	m
Altura	0,40	m

Volumen =	29,60	m³
------------------	--------------	----------------------

Tabla 41 – Características geométricas del reservorio en cuenca vereda y calle.



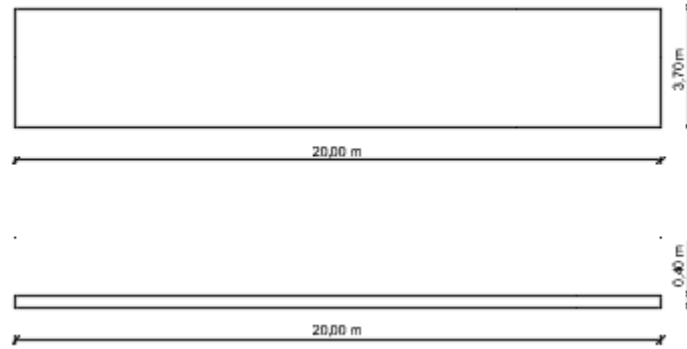


Figura 25 - Dimensiones del reservorio en vereda y calle.

1.2.6 ELEMENTOS REGULADORES DEL RESERVORIO

Una vez definidas las dimensiones del reservorio que se va a colocar en la cuenca vereda y calle, se calculan los elementos que regulan el caudal dentro del mismo.

1.2.6.1 CAUDAL MÁXIMO DE DESCARGA

El caudal máximo que puede descargar el reservorio depende de las condiciones de aguas abajo, es decir de la capacidad de recibir caudales que tenga el sistema de drenaje (natural, artificial o inexistente formalmente), hacia el cual entrega el agua retenida. Este caudal se determina como el menor entre los siguientes:

- El caudal máximo generado por la lluvia de diseño de 2 y 10 años de periodo de retorno, en condiciones naturales de la cuenca aportante.
- La capacidad estimada con que puede operar el sistema de drenaje receptor para intensidades de lluvias promedio.
- La capacidad de la obra que recibe los caudales descargados si opera en serie como elemento de regulación de otra obra alternativa (otra obra de retención, obras de infiltración, canales de drenaje urbano, etc.)

El caudal máximo de descarga del reservorio va a ser el que está permitido evacuar por reglamento en estado natural respetando el impacto hidrológico cero de la cuenca vereda y calle.

Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Q _{máx} (m ³ /seg)
2	0,02
10	0,04
100	0,07

Tabla 42 – Caudal máximo de descarga para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

1.2.6.2 CONDUCTO DE SALIDA

El conducto de salida de la cámara de descarga se dimensiona de manera que en las condiciones de descarga máxima, con el reservorio lleno hasta el umbral del vertedero de seguridad, no se sobrepase el gasto máximo permitido hacia aguas abajo respetando el impacto hidrológico cero considerando una lluvia de 2 y 10 años de período de retorno. Para dimensionar el conducto se relaciona el gasto máximo de evacuación, Q_{evac}, con las propiedades del conducto mediante la relación:

$$Q_{evac} = A \times \left(\frac{2 \times g \times H}{K} \right)^{0,5} \leq Q_{máx}$$

Donde:

- Q_{evac} es el caudal de evacuación (m³/seg);
- A es el área transversal del conducto en la sección de salida (m²);
- H es la carga hidráulica, considerada como la diferencia de nivel entre el umbral del vertedero de seguridad y el eje de la sección de salida, si descarga libremente, o el nivel del agua a la salida si la descarga es sumergida (m);
- K es el coeficiente de pérdida de carga total en el conducto en términos de altura de velocidad de salida, considerando las pérdidas en la entrada (0,2), la salida (1,0), y la fricción dependiendo de las propiedades del tubo y su largo, de manera que el valor total de K se calcula como:

$$k = 0,2 + 1 + f \times \frac{L}{D}$$

Por lo tanto, se tiene:

Adopto f =	0,0120
Longitud L (m) =	1,0000
H (m) =	0,3450

Diámetro (m)	Área del tubo (m ²)	f*L/D	K	Qevac (m ³ /seg)
0,1100	0,0095	0,1091	1,3091	0,0216

Tabla 43 – Caudal de evacuación.

1.2.6.3 VACIADO DEL RESERVORIO

Para el vaciado total del reservorio, se llena hasta el umbral de la cámara de descarga, por lo tanto se dispondrá de un orificio en la parte inferior que se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{vac} = C \times a \times (2 \times g \times h)^{0,5}$$

Donde:

- Qvac es el caudal de vaciado (m³/seg);
- C es el coeficiente de orificio. Se considera igual a 0,61 para orificio común de pared delgada;
- a es el área del orificio, por lo tanto vale 0,0095 m² (m²);
- h es la altura de la cámara de descarga, por lo tanto vale 0,10 m (m).

Se aplica para h < 0,10 metros.

1.2.6.4 TIEMPO DE VACIADO DEL RESERVORIO

Es función de la superficie del agua y el área del orificio .Se calcula de la siguiente manera:

$$T_{vac} = \frac{2 \times S \times \sqrt{h}}{C \times a \times \sqrt{2 \times g}}$$

Donde:

- Tvac es el tiempo de vaciado (segundos);
- S es la superficie del agua, por lo tanto vale 74,00 m² (m²);
- h es la altura de la cámara de descarga, por lo tanto vale 0,10 m (m);
- C es el coeficiente de orificio, por lo tanto vale 0,61;
- a es el área de orificio, por lo tanto vale 0,0095 m² (m²).

El tiempo de vaciado del reservorio vale:

Tvac (seg) =	1823,6403
---------------------	-----------

Tabla 44 – Tiempo de vaciado del reservorio.

1.2.6.5 CAUDAL TUBO DE DESCARGA

Para el vaciado del reservorio, entre el umbral de la cámara de descarga y el umbral del vertedero se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{evac} = A \times \left(\frac{2 \times g \times (h + D)}{K} \right)^{0,5}$$

Donde:

- Q_{evac} es el caudal de evacuación (m^3/seg);
- A es el área del orificio, por lo tanto vale $0,0095 m^2 (m^2)$;
- h es la altura que varía entre el umbral de la cámara de descarga y el umbral del vertedero, es decir para $0,10 m < h < 0,30 m (m)$;
- D es el diámetro del orificio de salida, por lo tanto vale $0,1100 m (m)$;
- K es el coeficiente de pérdida de carga total en el conducto en términos de altura de velocidad de salida, por lo tanto vale $1,3091$.

Se calcula la altura de la cámara de descarga para una recurrencia de 2 y 10 años de período de retorno.

Se aplica para $0,10 \text{ metros} < h < 0,30 \text{ metros}$.

1.2.6.6 VERTEDERO DE SEGURIDAD

El vertedero de seguridad se utiliza para una recurrencia de 100 años de período de retorno y debe ser capaz de descargar un caudal igual a la diferencia entre la lluvia de 100 años de período de retorno antropizada y una lluvia de la misma recurrencia en estado natural.

$$Q_{vertedero} = Q_{tv} - Q_{evac}$$

Donde:

- $Q_{vertedero}$ es el caudal del vertedero (m^3/seg);
- Q_{tv} es el caudal en estado urbano de la cuenca para una recurrencia de 100 años de período de retorno (m^3/seg);
- Q_{evac} es el caudal de evacuación del conducto de salida (m^3/seg).

A este caudal se lo comparo con el caudal en estado natural de la cuenca para una recurrencia de 100 años de período de retorno y el menor de los dos es el caudal del vertedero adoptado.

Por lo tanto, se tiene:

Q _{tv} (m ³ /seg) =	0,0976
Q _{evac} (m ³ /seg) =	0,0216
Q _{vertedero} (m ³ /seg) =	0,0760

Q _{estnatural100} (m ³ /seg) =	0,0738
--	--------

Q_{vertadop} (m³/seg) =	0,0738
---	---------------

Tabla 45 – Caudal del vertedero.

El caudal del vertedero se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{vertedero} = m \times b_v \times H_v^{3/2} \times \sqrt{2 \times g}$$

Donde:

- Q_{vertedero} es el caudal del vertedero (m³/seg);
- m es el coeficiente que depende de la forma del vertedero. Se considera igual a 0,36;
- b_v es el ancho del vertedero, que de acuerdo al Q_{vertadop} vale 1,4647 m (m);
- H_v es la revancha del vertedero, que vale 0,10 m (m).

Se aplica para h > 0,30 metros.

Finalmente, el caudal de salida en el reservorio vale:

$$Q_{salida} = Q_{vac} + Q_{evac} + Q_{ver}$$

Donde:

- Q_{salida} es el caudal de salida en el reservorio (m³/seg);
- Q_{vac} es el caudal de vaciado del reservorio (m³/seg);
- Q_{evac} es el caudal del tubo de descarga del reservorio (m³/seg);
- Q_{ver} es el caudal del vertedero del reservorio (m³/seg).

Una vez definidos los elementos reguladores del reservorio, se aplica el concepto de tránsito de hidrogramas.

1.2.7 TRÁNSITO DE HIDROGRAMA

De acuerdo a lo expresado en el punto 1.1.1.5 se describe el tránsito de hidrograma.

Se verifica que la altura no supere la altura máxima del reservorio. Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	h (m)	h máximo (m)
2	0,1600	0,4000
10	0,2430	
100	0,3667	

Tabla 46 – Altura máxima dentro del reservorio para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

Además se verifica que el caudal que sale en el reservorio sea menor que el caudal en estado natural, respetando el impacto hidrológico cero. Por lo tanto, para cada recurrencia analizada vale:

Recurrencia (años)	Qsalida (m ³ /seg)	Qmáximo (m ³ /seg)
2	0,0191	0,0225
10	0,0218	0,0351
100	0,0674	0,0738

Tabla 47 – Caudal máximo de salida del reservorio para una recurrencia de 2,10 y 100 años.

ANEXO ARTÍCULOS PERIODÍSTICOS

1. INUNDACIÓN 3 DE FEBRERO DE 2014

El Informe Martes 4 de febrero de 2014 13

VENADO TUERTO

MAS DE 200 MILIMETROS EN POCOS DIAS

Colapsaron los zanjones de la periferia



Excesos hídricos. En la periferia de la ciudad fue lento el escurrimiento.



Informe oficial. Rada.

sobre ellos trabajamos, pero en el medio surgen estas cosas, por eso pedimos a los vecinos que se acerquen a la Secretaría, que se asesoren y que respecto los cronogramas de recolección de residuos mayores, de lo contrario serán los primeros perjudicados en situaciones como éstas", sostuvo.



Respuesta rápida

El subsecretario de Obras Públicas municipal, Pablo Rada, dio detalles de las actividades realizadas desde el área en virtud de los problemas que se originaron por la intensa lluvia del fin de semana, que superó los 200 milímetros en sólo 48 horas en Venado Tuerto.

Los fuertes y abundantes chaparrones trajeron como consecuencia el anegamiento en la zona céntrica ampliada, pero seguida de un rápido escurrimiento de las aguas hacia la periferia, donde los grandes caudales terminaban desbordando hacia las calles y viviendas, generando estancamientos durante algunas horas. La causa no sólo fue la saturación del suelo, sino también la presencia de algunos "tapirines" de basuras que impedían que la corriente siguiera el declive para trasladar las aguas hacia los canales que desembocan en las lagunas cercanas. Estruendamente, uno de los canales que solía presentar un gran movimiento de marea bajada, el Cayetano Silva, funcionó en forma normal y en la mañana de ayer presentaba apenas unos centímetros por sobre el lecho.

Según explicó Rada, esto se debe al aprovechamiento de la temporada seca de 2013 para realizar obras, pues durante todo el año el caudal de agua fue menor de la mitad de la que fue en esta zona habitualmente. Así pues, el funcionamiento señaló que la sequía hizo que bajara rotundamente el nivel de la laguna El Hinojo, dando desemboca al canal Cayetano Silva, y las máquinas que trabajaron en la limpieza del canal pudieron llegar hasta bien arriba del espejo, formando un buen declive, así que el escurrimiento fue rápido en ese sector.

Rada mencionó que la tarde en la Secretaría empezó a primera hora de la mañana del domingo, con el personal técnico, para hacer un relevamiento de los lugares críticos y planificar tareas que minimizaran los efectos en las zonas afectadas por anegamientos.

"Nos encontramos con buenas y malas noticias, en principio nos sorprendió la situación de la zona centro, donde a pesar de la intensidad de las lluvias nocturnas el agua no permaneció mucho tiempo en lugares habitados, como Sarmiento y Alem, o Acobalado y Magari, por ejemplo; pero ese escurrimiento rápido impactó en forma negativa en otros puntos de la ciudad, como Quintana, Píoenuza y Edison; Uruguay y French; Peón y Falucho, donde los desagües no dieron abasto", sostuvo.

El funcionario argumentó que a pesar de que los trabajos de limpieza y desmalezamiento con cierta frecuencia, al recorrer los canales para verificar un correcto escurrimiento comprobaron que se habían formado tapones con basuras, citando a modo de ejemplo el hallazgo de un TV y mangueiras de limpieza de una pileta arrojados dentro del canal de Patricia Boylo, entre el que se apilaban ramas y botellas, obstruyendo el paso del agua, en tanto que en Edison y Guionard hallaron un colchón, también detectaron que un sector había interrumpido un enorme zanjón sin tocar las labores para acceder a su casa.

Sobre la base de estos antecedentes, Rada invitó a los vecinos a cambiar sus hábitos de limpieza, recordando que "esto tiene que ver con el compromiso de todos, nosotros sabemos cuáles son los puntos críticos y

NUEVO Tector Attack 220 CV

EL CAMION PREFERIDO DE LOS ARGENTINOS



FINANCIACIÓN HASTA 60 MESES cuota fija y en pesos

ACERCATE AL CONCESIONARIO OFICIAL IVECO PARA CONOCER LOS PLANES EXCLUSIVOS

BETA RODAR EN ARGENTINA

Necocheas 2601 avda. 27 de Febrero
Tel. (0341) 482 4685 / 482 4694
rosariocamiones@beta-sa.com.ar
www.beta-sa.com.ar

IVECO

Figura 1 – Inundación el 3 de Febrero de 2014 (Fuente periodística Diario el Informe)

2. INUNDACIÓN 30 DE MARZO DE 2017



Figura 2 – Inundación el 30 de Marzo de 2017 (Fuente periodística Diario el Informe)

ANEXO MEMORIA DE CÁLCULO**1. CÁLCULO DE RECURRENCIAS PRECIPITACIONES**Ecuaciones de las curvas IDR parametrizadas para Rosario

De acuerdo a los datos generales de la Resolución 4841, se tiene :

$$i = \frac{\alpha}{(\beta + D)^\gamma}$$

donde : α , β , γ son parámetros
 D es la duración expresada en minutos
 i es la intensidad expresada en mm/hora

R (años)	α	β	γ	Rango D
2	2503,8	22,997	0,8896	5<D<2880
5	1849,4	17,28	0,8079	5<D<7200
10	2049,97	18,197	0,8011	5<D<7200
20	2199,95	18,576	0,7941	5<D<7200
50	2299,98	18,12	0,7827	5<D<7200
100	2400	15,004	0,7767	15<D<7200

Cálculo de las recurrencias de precipitaciones

Calculo las recurrencias que están asociadas a cada una de las máximas precipitaciones recolectadas:

Fecha	13 de Enero de 1998	
Precipitación	50	mm
Duración	20	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	88,205	1,470	29,402	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	99,411	1,657	33,137	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	110,760	1,846	36,920	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	120,981	2,016	40,327	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	133,093	2,218	44,364	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	151,668	2,528	50,556	Corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	24 de Marzo de 1999	
Precipitación	31	mm
Duración	10	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	111,626	1,860	18,604	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	127,942	2,132	21,324	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	141,250	2,354	23,542	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	153,533	2,559	25,589	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	168,881	2,815	28,147	Corresponde a una recurrencia de 50 años
100	196,960	3,283	32,827	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	7 de Noviembre de 2000	
Precipitación	20	mm
Duración	10	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	111,626	1,860	18,604	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	127,942	2,132	21,324	Corresponde a una recurrencia de 5 años
10	141,250	2,354	23,542	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	153,533	2,559	25,589	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	168,881	2,815	28,147	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	196,960	3,283	32,827	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	18 de Marzo de 2001	
Precipitación	65	mm
Duración	30	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	73,233	1,221	36,616	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	82,046	1,367	41,023	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	91,935	1,532	45,967	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	100,745	1,679	50,373	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	110,909	1,848	55,455	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	124,776	2,080	62,388	Corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	5 de Diciembre de 2002	
Precipitación	26	mm
Duración	10	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	111,626	1,860	18,604	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	127,942	2,132	21,324	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	141,250	2,354	23,542	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	153,533	2,559	25,589	Corresponde a una recurrencia de 20 años
50	168,881	2,815	28,147	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	196,960	3,283	32,827	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	29 de Diciembre de 2002	
Precipitación	28	mm
Duración	10	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	111,626	1,860	18,604	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	127,942	2,132	21,324	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	141,250	2,354	23,542	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	153,533	2,559	25,589	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	168,881	2,815	28,147	Corresponde a una recurrencia de 50 años
100	196,960	3,283	32,827	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	8 de Febrero de 2006	
Precipitación	70	mm
Duración	35	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	67,589	1,126	39,427	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	75,646	1,261	44,127	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	84,945	1,416	49,551	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	93,205	1,553	54,369	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	102,651	1,711	59,880	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	114,973	1,916	67,067	Corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	24 de Febrero de 2008	
Precipitación	55	mm
Duración	50	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	55,081	0,918	45,901	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	61,700	1,028	51,416	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	69,617	1,160	58,014	Corresponde a una recurrencia de 10 años
20	76,614	1,277	63,845	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	84,493	1,408	70,411	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	93,778	1,563	78,148	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	22 de Marzo de 2009	
Precipitación	32	mm
Duración	15	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	98,459	1,641	24,615	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	111,677	1,861	27,919	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	123,935	2,066	30,984	Corresponde a una recurrencia de 10 años
20	135,081	2,251	33,770	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	148,576	2,476	37,144	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	170,957	2,849	42,739	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	21 de Marzo de 2010	
Precipitación	48	mm
Duración	50	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	55,081	0,918	45,901	Corresponde a una recurrencia de 2 años
5	61,700	1,028	51,416	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	69,617	1,160	58,014	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	76,614	1,277	63,845	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	84,493	1,408	70,411	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	93,778	1,563	78,148	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	3 de Febrero de 2014	
Precipitación	67	mm
Duración	240	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	17,612	0,294	70,448	Corresponde a una recurrencia de 2 años
5	20,877	0,348	83,507	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	23,963	0,399	95,850	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	26,704	0,445	106,816	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	29,785	0,496	119,138	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	32,437	0,541	129,750	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	5 de Abril de 2014	
Precipitación	53	mm
Duración	60	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	49,136	0,819	49,136	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	55,165	0,919	55,165	Corresponde a una recurrencia de 5 años
10	62,390	1,040	62,390	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	68,764	1,146	68,764	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	75,903	1,265	75,903	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	83,914	1,399	83,914	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	29 de Noviembre de 2014	
Precipitación	51	mm
Duración	40	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	62,795	1,047	41,863	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	70,265	1,171	46,844	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	79,047	1,317	52,698	Corresponde a una recurrencia de 10 años
20	86,829	1,447	57,886	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	95,672	1,595	63,782	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	106,769	1,779	71,180	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	21 de Diciembre de 2015	
Precipitación	39	mm
Duración	25	min

Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	79,982	1,333	33,326	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	89,800	1,497	37,417	Corresponde a una recurrencia de 5 años
10	100,366	1,673	41,819	No corresponde a una recurrencia de 10 años
20	109,821	1,830	45,759	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	120,854	2,014	50,356	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	136,728	2,279	56,970	No corresponde a una recurrencia de 100 años

Fecha	30 de Marzo de 2017	
Precipitación	73	mm
Duración	100	min

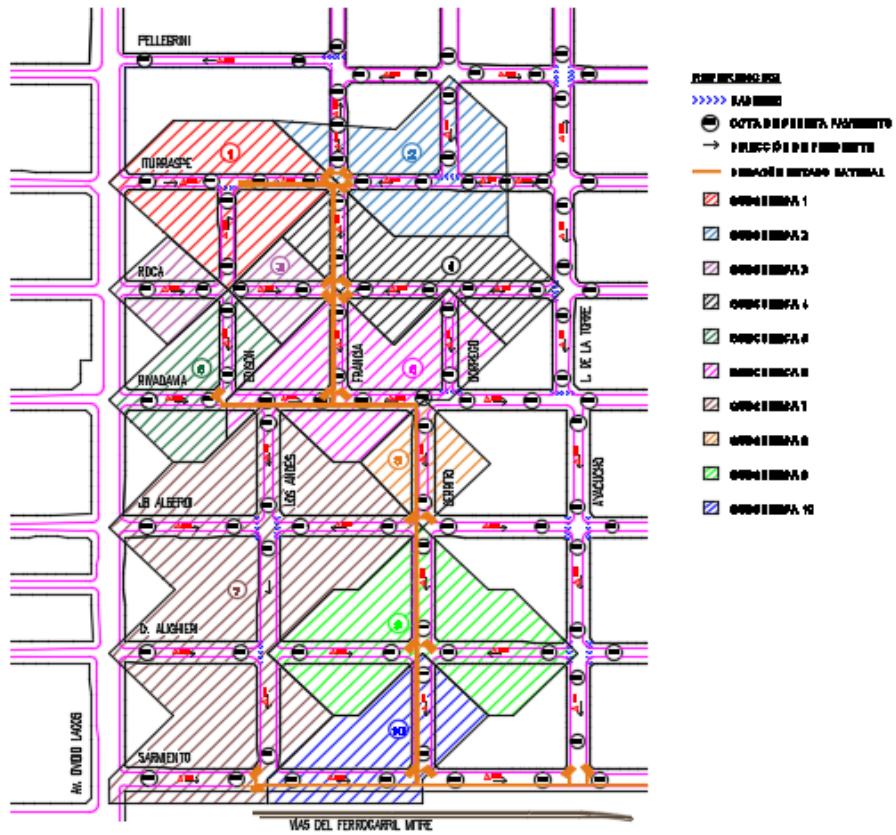
Cálculo de Intensidad (I)

R (años)	I (mm/h)	I (mm/min)	P(mm)=I*D	Verificación
2	34,628	0,577	57,714	No corresponde a una recurrencia de 2 años
5	39,383	0,656	65,638	No corresponde a una recurrencia de 5 años
10	44,811	0,747	74,684	Corresponde a una recurrencia de 10 años
20	49,597	0,827	82,661	No corresponde a una recurrencia de 20 años
50	54,918	0,915	91,530	No corresponde a una recurrencia de 50 años
100	60,208	1,003	100,347	No corresponde a una recurrencia de 100 años

2. ESTADO NATURAL

Recurrencia = 2 años

Subcuencas



Subcuenca	Área	
	m ²	Ha
1	19099,08	1,91
2	18225,33	1,82
3	10533,40	1,05
4	18105,77	1,81
5	12418,66	1,24
6	21108,09	2,11
7	58874,06	5,89
8	6946,32	0,69
9	26099,12	2,61
10	14780,40	1,48
TOTAL	206190,23	20,62

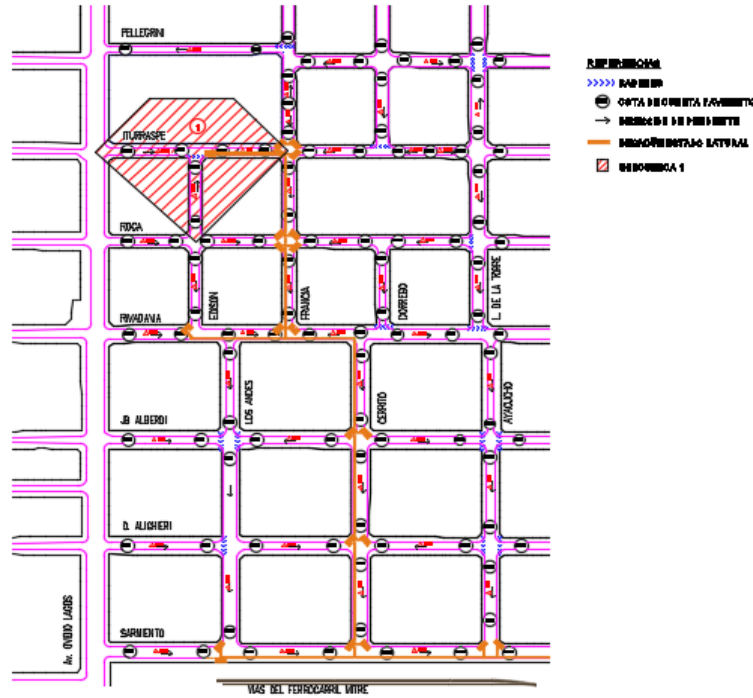
Coefficiente de Escorrentía

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)					
	2	5	10	25	50	100
Zonas Urbanas						
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)						
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>						
<i>Pendiente baja (0-2%)</i>	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36

Recurrencia = años

Coefficiente C =

CUENCA 1



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08

Total área	19099,08	m ²
Aporte aguas arriba	0,00	m ²
TOTAL	19099,08	m²

Frecuencia 2 años

Ecuación de Kirpich (1940)

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida	125,26	m
Cota máxima del cauce principal	2,51	m
Cota mínima del cauce principal	0,00	m
S = Pendiente promedio de la cuenca	0,02	m/m

tc = 3,60 minutos

Intensidad = 135,21 mm/hora

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	125,26	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	135,21	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m

tc = 14,49 minutos

L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
125,26	0,10	0,02	135,21	14,49
125,26	0,10	0,02	99,65	16,37
125,26	0,10	0,02	95,40	16,66
125,26	0,10	0,02	94,79	16,70
125,26	0,10	0,02	94,69	16,71
125,26	0,10	0,02	94,68	16,71
125,26	0,10	0,02	94,68	16,71

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	19099,08	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	94,68	mm/hora

Caudal	0,11	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

L = Longitud del flujo superficial	207,27	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	127,93	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m
tc =	20,04	minutos

L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
207,27	0,10	0,02	127,93	20,04
207,27	0,10	0,02	88,13	23,26
207,27	0,10	0,02	82,65	23,87
207,27	0,10	0,02	81,70	23,98
207,27	0,10	0,02	81,53	24,00
207,27	0,10	0,02	81,50	24,00
207,27	0,10	0,02	81,49	24,00
207,27	0,10	0,02	81,49	24,00

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	37324,41	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	81,49	mm/hora

Caudal	0,18	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0.6} \times n^{0.6}}{I^{0.4} \times S^{0.3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	230,23	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	126,16	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m
tc =	21,46	minutos

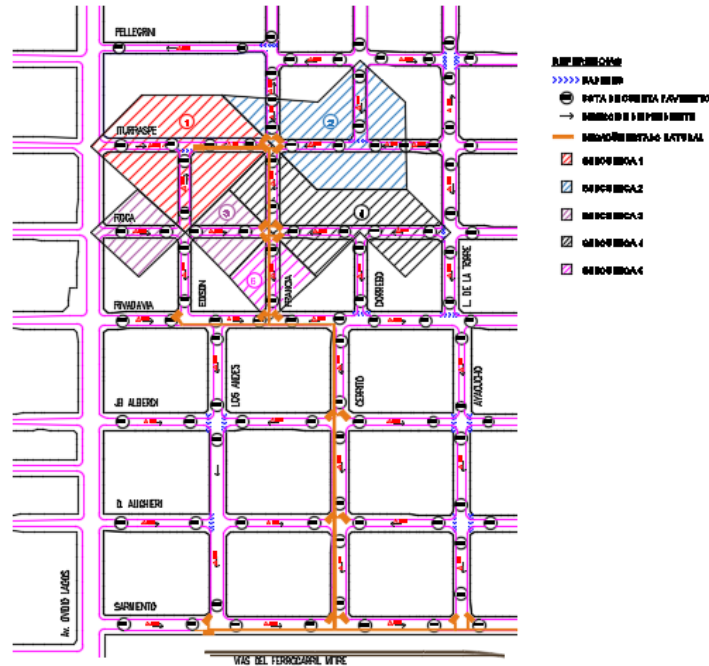
L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
230,23	0,10	0,02	126,16	21,46
230,23	0,10	0,02	85,62	25,06
230,23	0,10	0,02	79,89	25,77
230,23	0,10	0,02	78,86	25,90
230,23	0,10	0,02	78,67	25,93
230,23	0,10	0,02	78,63	25,93
230,23	0,10	0,02	78,62	25,93
230,23	0,10	0,02	78,62	25,93

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	65963,58	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	78,62	mm/hora

Caudal	0,30	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

CUENCA 4 (por arriba)



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	5173,63	0,00	71137,21

Total área	5173,63	m ²
Aporte aguas arriba	65963,58	m ²
TOTAL	71137,21	m²

Frecuencia años

Ecuación de Kirpich (1940)

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida	314,95	m
Cota máxima del cauce principal	6,30	m
Cota mínima del cauce principal	0,00	m
S = Pendiente promedio de la cuenca	0,02	m/m

tc = minutos

Intensidad = mm/hora

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	314,95	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	120,33	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m
tc =	26,40	minutos

L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
314,95	0,10	0,02	120,33	26,40
314,95	0,10	0,02	77,96	31,40
314,95	0,10	0,02	71,55	32,50
314,95	0,10	0,02	70,29	32,73
314,95	0,10	0,02	70,03	32,78
314,95	0,10	0,02	69,98	32,79
314,95	0,10	0,02	69,96	32,79
314,95	0,10	0,02	69,96	32,79

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	71137,21	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	69,96	mm/hora

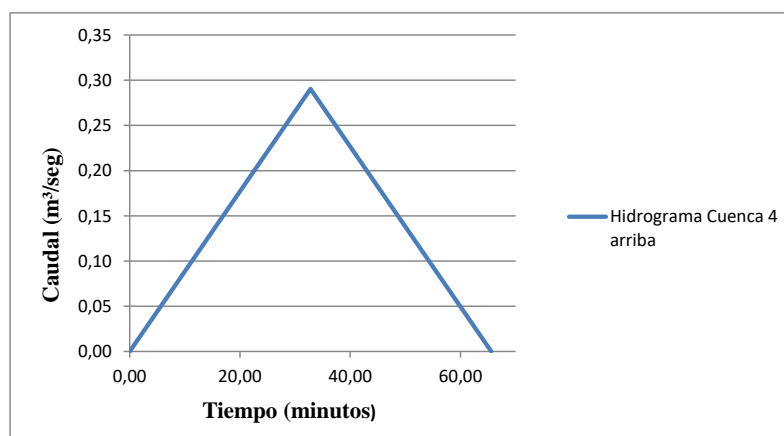
Caudal	0,29	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

Hidrograma : Cuenca 4 arriba

tp =	32,79	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	65,59	minutos
Qp =	0,29	m ³ /seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	571,25	m ³
-------------------	-----------	--------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
32,79	0,29
65,59	0,00



CUENCA 4 (por derecha)



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	11042,69	0,00	11042,69

Total área	11042,69	m ²
Aporte aguas arriba	0,00	m ²
TOTAL	11042,69	m²

Frecuencia 2 años

Ecuación de Kirpich (1940)

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida	161,56	m
Cota máxima del cauce principal	3,23	m
Cota mínima del cauce principal	0,00	m
S = Pendiente promedio de la cuenca	0,02	m/m
tc =	4,38	minutos
Intensidad =	131,78	mm/hora

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	161,56	m
------------------------------------	--------	---

n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	131,78	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m
tc =	17,06	minutos

L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
161,56	0,10	0,02	131,78	17,06
161,56	0,10	0,02	93,95	19,53
161,56	0,10	0,02	89,08	19,95
161,56	0,10	0,02	88,30	20,02
161,56	0,10	0,02	88,17	20,03
161,56	0,10	0,02	88,15	20,03
161,56	0,10	0,02	88,15	20,03

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	11042,69	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	88,15	mm/hora

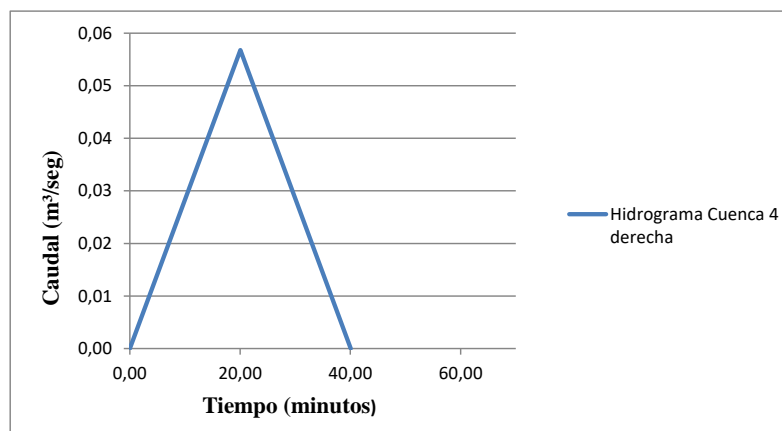
Caudal	0,06	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

Hidrograma : Cuenca 4 derecha

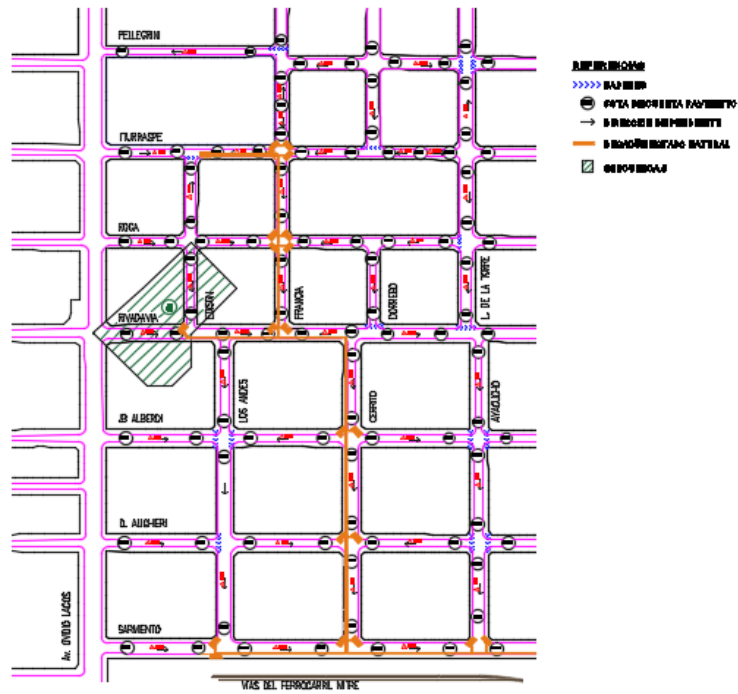
tp =	20,03	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	40,06	minutos
Qp =	0,06	m ³ /seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	68,25	m ³
-------------------	-----------	-------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
20,03	0,06
40,06	0,00



CUENCA 4'



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	12418,66	0,00	12418,66

Total área	12418,66	m ²
Aporte aguas arriba	0,00	m ²
TOTAL	12418,66	m²

Frecuencia 2 años

Ecuación de Kirpich (1940)

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida	101,62	m
Cota máxima del cauce principal	2,03	m
Cota mínima del cauce principal	0,00	m
S = Pendiente promedio de la cuenca	0,02	m/m

tc = 3,07 minutos

Intensidad = 137,68 mm/hora

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	101,62	m
------------------------------------	--------	---

FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	137,68	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m
tc =	12,69	minutos

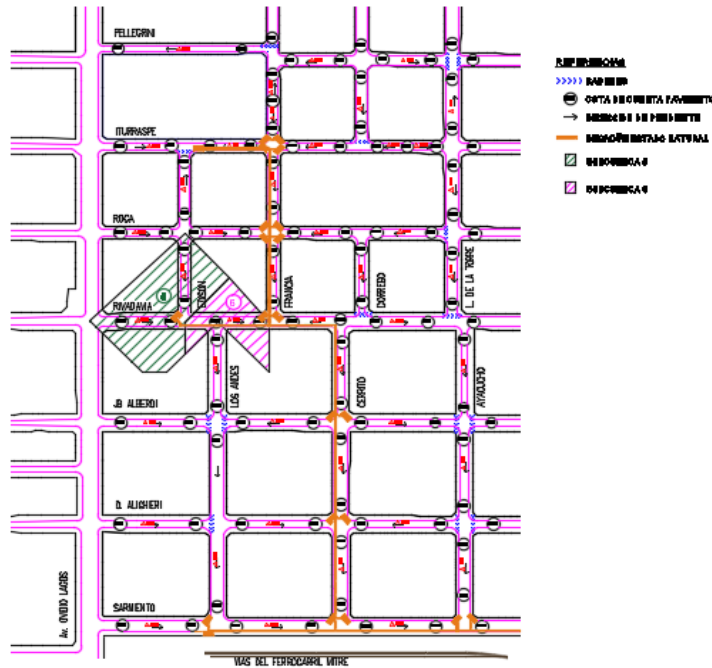
L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
101,62	0,10	0,02	137,68	12,69
101,62	0,10	0,02	104,11	14,19
101,62	0,10	0,02	100,36	14,40
101,62	0,10	0,02	99,86	14,43
101,62	0,10	0,02	99,80	14,43
101,62	0,10	0,02	99,79	14,43
101,62	0,10	0,02	99,79	14,43

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	12418,66	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	99,79	mm/hora

Caudal	0,07	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

CUENCA 4 (por izquierda)



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	12418,66	0,00	12418,66
Área 2	4891,77	0,00	17310,43

Total área	4891,77	m ²
Aporte aguas arriba	12418,66	m ²
TOTAL	17310,43	m²

Frecuencia = 2 años

Ecuación de Kirpich (1940)

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida	198,34	m
Cota máxima del cauce principal	3,97	m
Cota mínima del cauce principal	0,00	m
S = Pendiente promedio de la cuenca	0,02	m/m

tc = 5,13 minutos

Intensidad = 128,65 mm/hora

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	198,34	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	128,65	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m
tc =	19,47	minutos

L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
198,34	0,10	0,02	128,65	19,47
198,34	0,10	0,02	89,17	22,55
198,34	0,10	0,02	83,80	23,12
198,34	0,10	0,02	82,88	23,22
198,34	0,10	0,02	82,72	23,24
198,34	0,10	0,02	82,69	23,24
198,34	0,10	0,02	82,68	23,24
198,34	0,10	0,02	82,68	23,24

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	17310,43	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	82,68	mm/hora

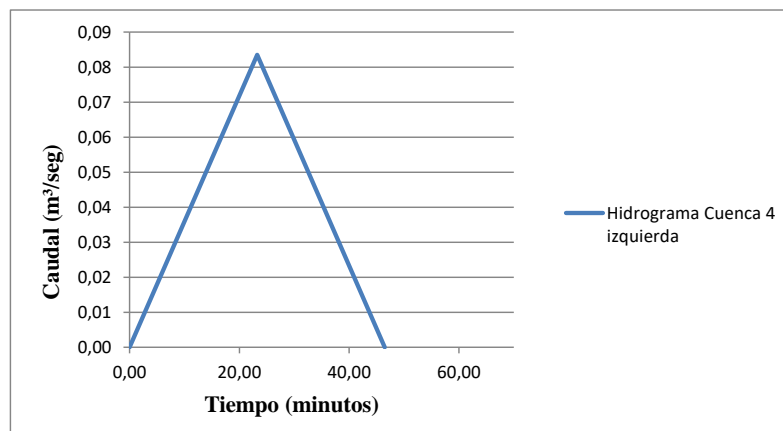
Caudal	0,08	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

Hidrograma : Cuenca 4 izquierda

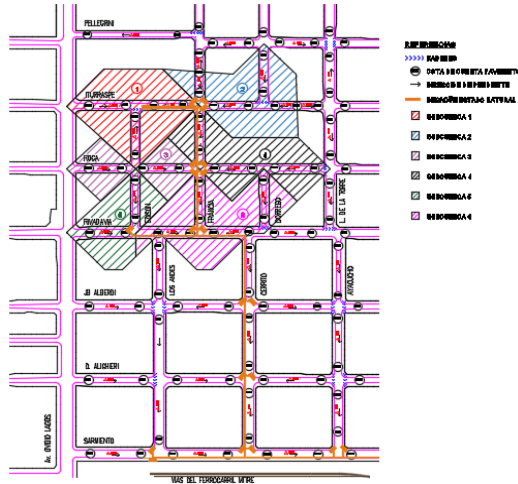
tp =	23,24	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	46,48	minutos
Qp =	0,08	m ³ /seg

Área hidrograma =	Qp ² tb/2 =	116,43	m ³
-------------------	------------------------	--------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
23,24	0,08
46,48	0,00



CUENCA 4 = Q1+Q2+Q3



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	21108,09	12418,66	99490,33

Total área	33526,75	m ²
Aporte aguas arriba	65963,58	m ²
TOTAL	99490,33	m²

Frecuencia = 2 años

Hidrograma 1 : Cuenca 4 arriba

tp = 32,79 minutos
 Duración lluvia = - minutos
 tb = 65,59 minutos
 Qp = 0,29 m³/seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	571,25	m ³
-------------------	-----------	--------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
32,79	0,29
65,59	0,00

Hidrograma 2 : Cuenca 4 derecha

tp = 20,03 minutos
 Duración lluvia = - minutos
 tb = 40,06 minutos
 Qp = 0,06 m³/seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	68,25	m ³
-------------------	-----------	-------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
20,03	0,06
40,06	0,00

Hidrograma 3 : Cuenca 4 izquierda

tp = 23,24 minutos
 Duración lluvia = - minutos
 tb = 46,48 minutos

Qp = 0,08 m³/seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	116,43	m³
-------------------	-----------	--------	----

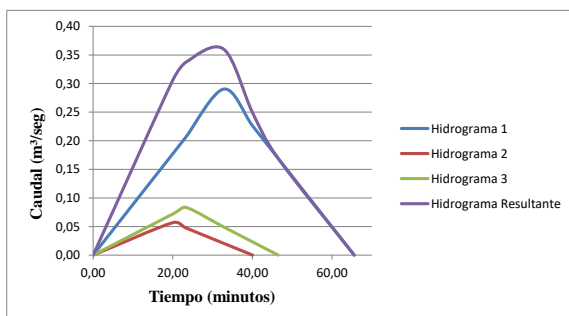
Tiempo (minutos)	Caudal (m³/seg)
0,00	0,00
23,24	0,08
46,48	0,00

Tabla Resumen

Tiempo (minutos)	Hidrograma 1	Hidrograma 2	Hidrograma 3	Hidrograma Resultante
	Caudal 1 (m³/seg)	Caudal 2 (m³/seg)	Caudal 3 (m³/seg)	Caudal (m³/seg)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20,03	0,18	0,06	0,07	0,31
23,24	0,21	0,05	0,08	0,34
32,79	0,29	0,02	0,05	0,36
40,06	0,23	0,00	0,02	0,25
46,48	0,17	0,00	0,00	0,17
65,59	0,00	0,00	0,00	0,00

<i>Hidrograma 1</i>		<i>Hidrograma 2</i>		<i>Hidrograma 3</i>	
32,79	-0,29	20,03	-0,06	23,24	-0,08
7,27	-0,06	3,21	-0,01	9,55	-0,03
25,53	-0,23	16,82	-0,05	13,69	-0,05
6,42	-0,06	9,55	-0,03	7,27	-0,03

Q total =	0,36	m³/seg
-----------	------	--------



Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	314,95	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	120,33	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m

tc =	26,40	minutos
------	-------	---------

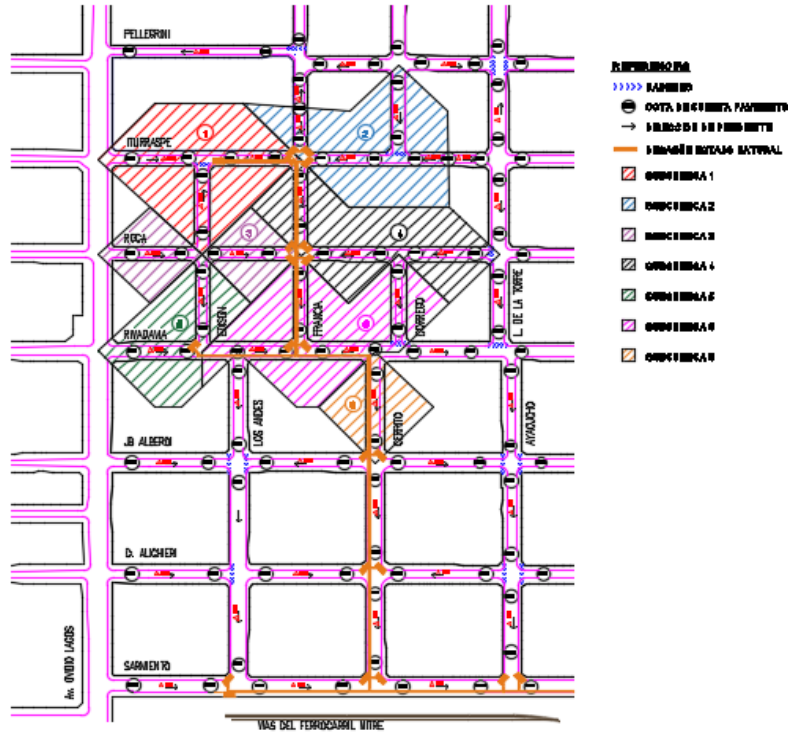
L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
314,95	0,10	0,02	120,33	26,40
314,95	0,10	0,02	77,96	31,40
314,95	0,10	0,02	71,55	32,50
314,95	0,10	0,02	70,29	32,73
314,95	0,10	0,02	70,03	32,78
314,95	0,10	0,02	69,98	32,79
314,95	0,10	0,02	69,96	32,79
314,95	0,10	0,02	69,96	32,79

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	99490,33	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	69,96	mm/hora

Caudal	0,41	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

CUENCA 5



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	21108,09	12418,66	99490,33
Área 5	6946,32	0,00	106436,65

Total área	6946,32	m ²
Aporte aguas arriba	99490,33	m ²
TOTAL	106436,65	m²

Frecuencia 2 años

Ecuación de Kirpich (1940)

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida 421,36 m
 Cota máxima del cauce principal 8,43 m
 Cota mínima del cauce principal 0,00 m
 S = Pendiente promedio de la cuenca 0,02 m/m

tc = 9,17 minutos

Intensidad = 114,18 mm/hora

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	421,36	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	114,18	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m
tc =	32,10	minutos

L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
421,36	0,10	0,02	114,18	32,10
421,36	0,10	0,02	70,74	38,88
421,36	0,10	0,02	63,81	40,52
421,36	0,10	0,02	62,34	40,90
421,36	0,10	0,02	62,01	40,98
421,36	0,10	0,02	61,94	41,00
421,36	0,10	0,02	61,92	41,01
421,36	0,10	0,02	61,92	41,01

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	106436,65	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	61,92	mm/hora

Caudal	0,38	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	533,44	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	108,71	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m

tc = 37,72 minutos

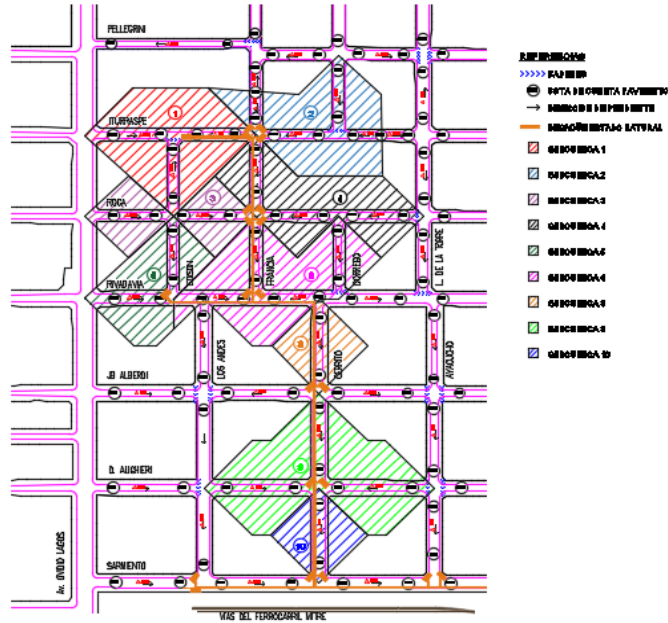
L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
533,44	0,10	0,02	108,71	37,72
533,44	0,10	0,02	64,89	46,36
533,44	0,10	0,02	57,64	48,61
533,44	0,10	0,02	56,03	49,17
533,44	0,10	0,02	55,65	49,30
533,44	0,10	0,02	55,55	49,33
533,44	0,10	0,02	55,53	49,34
533,44	0,10	0,02	55,53	49,34

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	132535,76	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	55,53	mm/hora

Caudal	0,43	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

CUENCA 7 (por arriba)



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	21108,09	12418,66	99490,33
Área 5	6946,32	0,00	106436,65
Área 6	26099,12	0,00	132535,76
Área 7	6957,39	0,00	139493,15

Total área	6957,39	m ²
Aporte aguas arriba	132535,76	m ²
TOTAL	139493,15	m²

Frecuencia = 2 años

Ecuación de Kirpich (1940)

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida 650,36 m
 Cota máxima del cauce principal 13,01 m
 Cota mínima del cauce principal 0,00 m
 S = Pendiente promedio de la cuenca 0,02 m/m

tc = 12,81 minutos

Intensidad = 103,80 mm/hora

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial 650,36 m

n = Coeficiente de rugosidad de Manning 0,10 para superficies naturales
 I = Intensidad de lluvia 103,80 mm/hora
 S = Pendiente promedio del terreno 0,02 m/m
tc = 43,27 minutos

L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
650,36	0,10	0,02	103,80	43,27
650,36	0,10	0,02	60,03	53,87
650,36	0,10	0,02	52,61	56,79
650,36	0,10	0,02	50,89	57,55
650,36	0,10	0,02	50,47	57,74
650,36	0,10	0,02	50,36	57,79
650,36	0,10	0,02	50,33	57,80
650,36	0,10	0,02	50,32	57,81
650,36	0,10	0,02	50,32	57,81

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada 139493,15 m²
 Escorrentía 0,21
 Intensidad adoptada 50,32 mm/hora

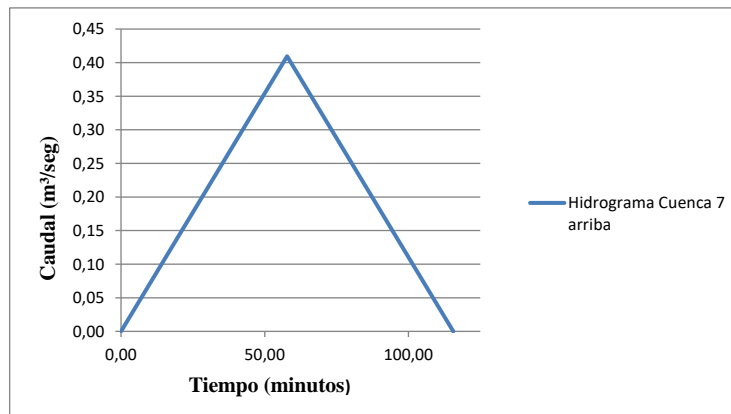
Caudal	0,41	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

Hidrograma : Cuenca 7 arriba

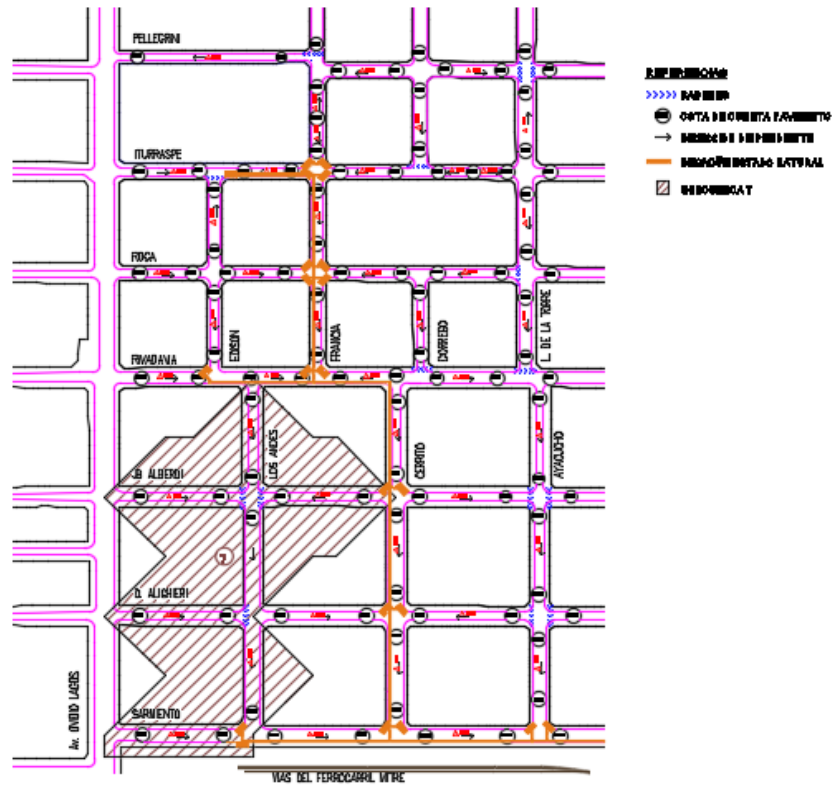
tp = 57,81 minutos
 Duración lluvia = - minutos
 tb = 115,61 minutos
 Qp = 0,41 m³/seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	1420,24	m ³
-------------------	-----------	---------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
57,81	0,41
115,61	0,00



CUENCA 7'



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	58874,06	0,00	58874,06

Total área	58874,06	m ²
Aporte aguas arriba	0,00	m ²
TOTAL	58874,06	m²

Frecuencia = 2 años

Ecuación de Kirpich (1940)

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida	346,55	m
Cota máxima del cauce principal	6,93	m
Cota mínima del cauce principal	0,00	m
S = Pendiente promedio de la cuenca	0,02	m/m

tc = 7,89 minutos

Intensidad = 118,38 mm/hora

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	346,55	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	118,38	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m

tc =	28,14	minutos
-------------	--------------	---------

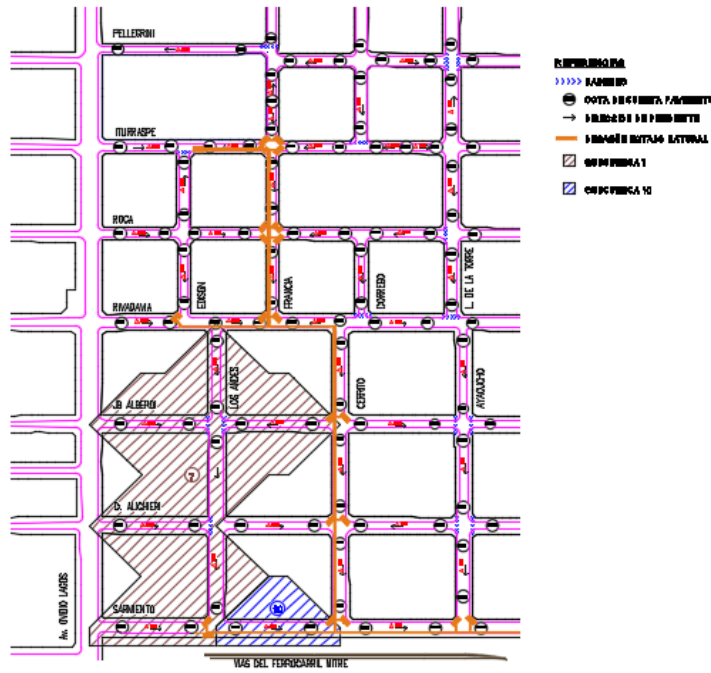
L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
346,55	0,10	0,02	118,38	28,14
346,55	0,10	0,02	75,60	33,67
346,55	0,10	0,02	69,00	34,92
346,55	0,10	0,02	67,67	35,20
346,55	0,10	0,02	67,39	35,26
346,55	0,10	0,02	67,33	35,27
346,55	0,10	0,02	67,31	35,27
346,55	0,10	0,02	67,31	35,27

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	58874,06	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	67,31	mm/hora

Caudal	0,23	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

CUENCA 7 (por izquierda)



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	58874,06	0,00	58874,06
Área 2	7823,01	0,00	66697,07

Total área	7823,01	m ²
Aporte aguas arriba	58874,06	m ²
TOTAL	66697,07	m²

Frecuencia = 2 años

Ecuación de Kirpich (1940)

$$tc = 0,01938 \times \frac{L^{0,77}}{S^{0,385}}$$

L = Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida	370,00	m
Cota máxima del cauce principal	7,40	m
Cota mínima del cauce principal	0,00	m
S = Pendiente promedio de la cuenca	0,02	m/m

tc = 8,30 minutos

Intensidad = 117,01 mm/hora

Ecuación de onda cinemática Morgali y Linsley (1965) Aron y Erborge (1973)

$$tc = \frac{7 \times L^{0,6} \times n^{0,6}}{I^{0,4} \times S^{0,3}}$$

L = Longitud del flujo superficial	370,00	m
n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	117,01	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m
tc =	29,40	minutos

L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
370,00	0,10	0,02	117,01	29,40
370,00	0,10	0,02	73,97	35,33
370,00	0,10	0,02	67,25	36,70
370,00	0,10	0,02	65,88	37,00
370,00	0,10	0,02	65,58	37,07
370,00	0,10	0,02	65,51	37,08
370,00	0,10	0,02	65,50	37,09
370,00	0,10	0,02	65,50	37,09

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	66697,07	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	65,50	mm/hora

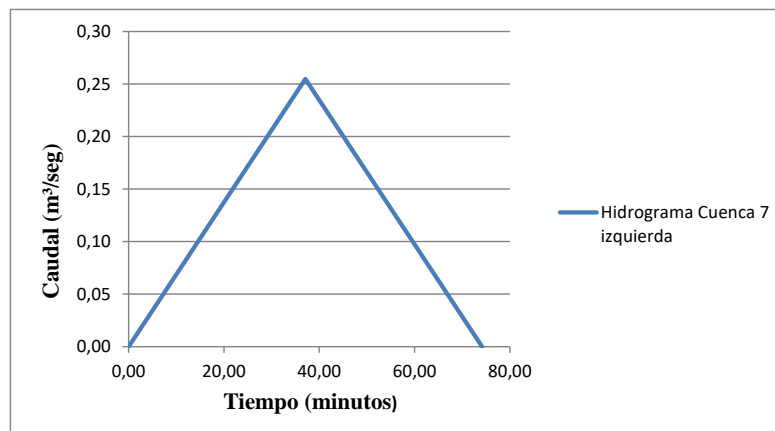
Caudal	0,25	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

Hidrograma : Cuenca 7 izquierda

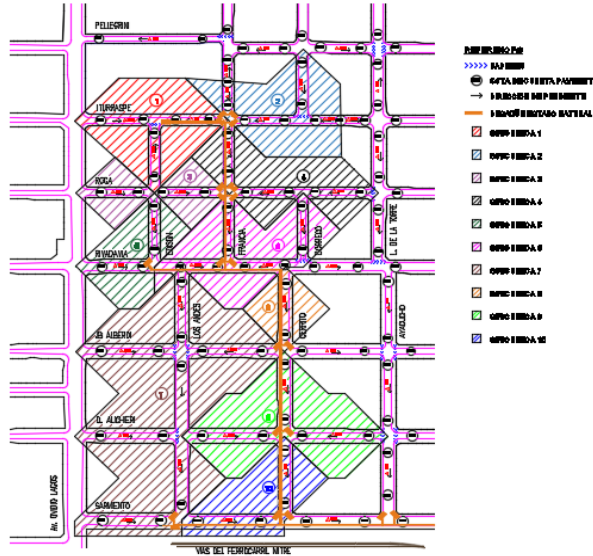
tp =	37,09	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	74,17	minutos
Qp =	0,25	m ³ /seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	567,06	m ³
-------------------	-----------	--------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
37,09	0,25
74,17	0,00



CUENCA 7 = Q1+Q2



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
-			
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	21108,09	12418,66	99490,33
Área 5	6946,32	0,00	106436,65
Área 6	26099,12	0,00	132535,76
Área 7	14780,40	58874,06	206190,23
Total área		73654,46	m ²
Aporte aguas arriba		132535,76	m ²
TOTAL		206190,23	m²

Frecuencia 2 años

Hidrograma 1 : Cuenca 7 arriba

tp = 57,81 minutos
 Duración lluvia = - minutos
 tb = 115,61 minutos
 Qp = 0,41 m³/seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	1420,24	m ³
-------------------	-----------	---------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
57,81	0,41
115,61	0,00

Hidrograma 2 : Cuenca 7 izquierda

tp = 37,09 minutos
 Duración lluvia = - minutos
 tb = 74,17 minutos
 Qp = 0,25 m³/seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	567,06	m ³
-------------------	-----------	--------	----------------

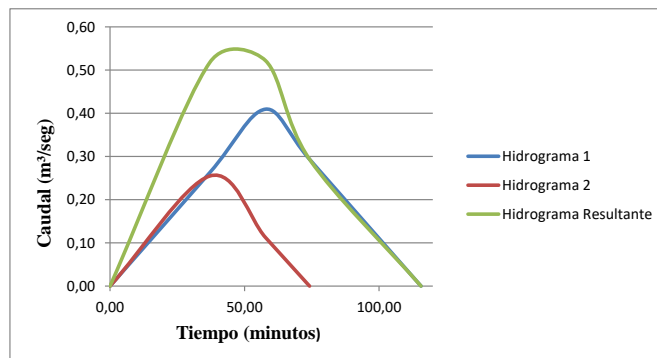
Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
37,09	0,25
74,17	0,00

Tabla Resumen

Tiempo (minutos)	Hidrograma 1	Hidrograma 2	Hidrograma Resultante
	Caudal 1 (m ³ /seg)	Caudal 2 (m ³ /seg)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00	0,00	0,00
37,09	0,26	0,25	0,52
57,81	0,41	0,11	0,52
74,17	0,29	0,00	0,29
115,61	0,00	0,00	0,00

<i>Hidrograma 1</i>		<i>Hidrograma 2</i>	
57,81	-0,41	37,09	-0,25
16,37	-0,12	20,72	-0,14

Q total =	0,52	m³/seg
------------------	-------------	--------------------------



n = Coeficiente de rugosidad de Manning	0,10	para superficies naturales
I = Intensidad de lluvia	103,80	mm/hora
S = Pendiente promedio del terreno	0,02	m/m
tc =	43,27	minutos

L (m)	n	S (m/m)	i (mm/hora)	Tc (min)
650,36	0,10	0,02	103,80	43,27
650,36	0,10	0,02	60,03	53,87
650,36	0,10	0,02	52,61	56,79
650,36	0,10	0,02	50,89	57,55
650,36	0,10	0,02	50,47	57,74
650,36	0,10	0,02	50,36	57,79
650,36	0,10	0,02	50,33	57,80
650,36	0,10	0,02	50,32	57,81
650,36	0,10	0,02	50,32	57,81

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	206190,23	m ²
Escorrentía	0,21	
Intensidad adoptada	50,32	mm/hora

Caudal	0,61	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

Se analiza de la misma manera para la recurrencia de 10 y 100 años de período de retorno.

3. ESTADO URBANO**3.1 ESTADO URBANO VS CAÑERÍA EXISTENTE**

Recurrencia = 2 años

Resumen de Indicadores Urbanísticos en las Zonas de Regulación General del Área Urbana-Ciudad de Venado Tuerto

Zona Z			FOS	FOT	FIS	Perm. (%)	Superficie mínima parcela (m ²)
1	Microcentro		0,75	3,00	0,70	No aplica	600,00
2	Macrocentro		0,70	3,00	0,70	75,00	600,00
3	Residencial Media-Alta densidad		0,60	2,00	0,70	75,00	300,00
		Avenidas sobre Z3	0,70	2,20	0,70	75,00	300,00
4	Residencial Media-Baja densidad		0,60	1,40	0,70	75,00	250,00
		Avenidas sobre Z4	0,60	1,60	0,70	75,00	250,00

Cuenca

Las características donde está la cuenca de estudio:

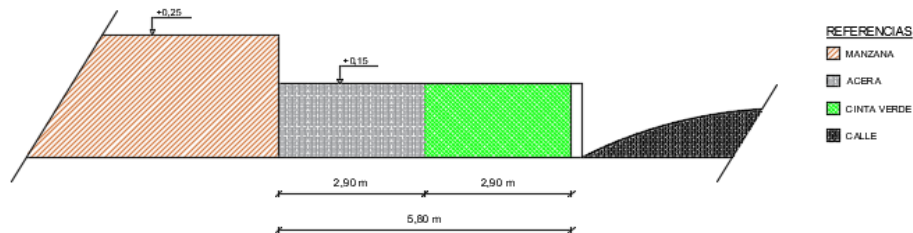
Zona Z	4
FOS	0,60
FOT	1,40
FIS	0,70
Índice de permeabilidad (%)	75,00
Superficie de parcela propuesta (m²)	350,00

Lote

Superficie		m ²	%
Techo	Impermeable	210,00	60,00
	Permeable	140,00	
Jardín	Impermeable	35,00	40,00
	Permeable	105,00	
TOTAL		350,00	100,00

Superficie	Ancho (m)
Impermeable	2,90
Permeable	2,90

Superficie	m ²	%
Acera	1376,92	51,25
Cinta Verde	1309,64	48,75
TOTAL	2686,56	100,00



Calle

Distancia entre Línea Municipal	20,00	m
Considero la calle :	140,00	m
	120,00	m
Superficie total =	2113,44	m ²

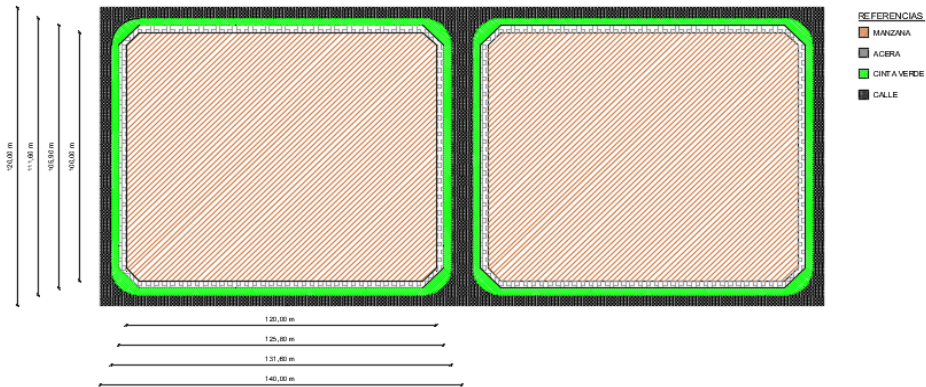
Tabla resumen

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	7200,00	12000,00	60,00	71,43
	Jardín	Impermeable	1200,00		10,00	
		Permeable	3600,00		30,00	
Vereda	Acera	Impermeable	1376,92	2686,56	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	1309,64		48,75	
Calle	Pavimento	Impermeable	2113,44	2113,44	100,00	12,58
			16800,00			100,00

Vista en planta



Coefficiente de Escorrentía

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)					
	2	5	10	25	50	100
Zonas Urbanas						
Asfalto	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95
Cemento,tejados	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)						
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>						
<i>Pendiente baja (0-2%)</i>	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36

Recurrencia = 2 años

Coefficiente C = 0,59

Determinación del valor de aducción

SUBCUENCA 1



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Lc (m)	Lt1 der (m)	Lt1 izq (m)	Lt2 der (m)	Lt2 izq (m)	Aoc (m)	Aot1 (m)	Aot2 (m)	Apc (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Gc (m)	m	Esc	poc ap	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki	
1	2	Iruaraspe	Av. 12 de Octubre	Edison	85,84	85,50	100,00	85,63	100,00	15,00	30,00	15,00	8,40	14,90	8,40	0,10	50,00	0,59	der	50,28	4,00	108,34	113,15	112,99	1,48E-03	0,39
3	4	Iruaraspe	Francisco	Edison	85,52	100,66	85,67	100,00	85,72	15,00	15,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	57,67	4,00	100,52	113,19	112,99	1,99E-03	0,46	
5	6	Edison	Roca	Iruaraspe	85,72	85,52	85,52	85,52	85,84	15,00	15,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	50,26	4,00	100,72	113,18	112,99	1,89E-03	0,44	

I = Intensidad de diseño = 1 mm/hora

Camino 1

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,39	108,34	108,34	50,28	2723,80	0,00	0,00	53,01
Valor de aducción													53,01

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,39	58,22	58,22	57,67	1678,63	0,00	0,00	27,37
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,39	50,12	50,12	57,67	2890,17	0,00	1678,63	17,82
Valor de aducción													45,19

Camino 2

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,46	58,08	58,08	57,67	1674,59	0,00	0,00	23,18
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,46	42,44	42,44	57,67	2447,30	0,00	1674,59	13,57
Valor de aducción													36,75

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,46	100,52	100,52	50,35	2530,59	0,00	0,00	43,31
Valor de aducción													43,31

Camino 3

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,44	100,72	100,72	50,26	2531,09	0,00	0,00	45,80
Valor de aducción													45,80

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,44	100,72	100,72	50,34	2535,12	0,00	0,00	45,80
Valor de aducción													45,80

Valor de aducción máximo = 53,01

SUBCUENCA 2



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Lc (m)	Ld1 der (m)	Ld1 izq (m)	Ld2 der (m)	Ld2 izq (m)	Aoc (m)	Aot1 (m)	Aot2 (m)	Apc (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Gc (m)	m	Esc	poc der	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki	
1	2	Francia	Pellegri	Iurraspe	45,95	185,66	84,74	185,66	84,55	15,00	0,00	15,00	8,40	0,00	8,40	0,10	50,00	0,59	der	100,33	4,00	53,45	113,27	113,17	1,87E-03	0,61
3	4	Iurraspe	Lisandro de la Torre	Dorrego	44,08	85,96	84,83	86,42	85,12	15,00	0,00	15,00	8,40	0,00	8,40	0,10	50,00	0,59	der	50,60	4,00	51,58	113,99	113,54	8,72E-03	0,93
5	6	Iurraspe	Dorrego	Francia	84,55	85,18	85,26	85,41	85,85	15,00	15,00	15,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	50,15	4,00	99,55	113,48	113,17	3,11E-03	0,53
7	8	Dorrego	Pellegri	Iurraspe	86,42	84,89	86,17	84,55	85,38	15,00	15,00	15,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	49,86	4,00	101,42	113,72	113,59	1,28E-03	0,38

I = Intensidad de diseño = 1 mm/hora

Camino 1

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,93	51,58	51,58	50,60	1304,85	0,00	0,00	10,98
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,53	49,78	49,78	50,15	1248,05	0,00	1304,85	7,48
triángulo	3,00	si				0,53	49,78	49,78	50,15	1248,05	0,00	2552,89	6,24

Valor de aducción = 24,70

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
rectángulo	1,00	no	2,00	1,00	1,00	0,93	51,58	51,58	49,99	2578,48	0,00	0,00	10,35
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,53	51,57	51,57	50,28	2592,94	0,00	2578,48	12,28
triángulo	3,00	si				0,53	47,98	47,98	50,28	1206,22	0,00	5171,42	5,23

Valor de aducción = 27,85

Camino 2

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,38	101,42	101,42	49,86	2528,40	0,00	0,00	53,32
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,53	49,78	49,78	50,15	1248,05	0,00	2528,40	6,47
triángulo	3,00	si				0,53	49,78	49,78	50,15	1248,05	0,00	3776,45	5,75

Valor de aducción = 65,54

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,38	101,42	101,42	50,39	2555,28	0,00	0,00	53,32
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,53	51,57	51,57	50,28	2592,94	0,00	2555,28	12,29
triángulo	3,00	si				0,53	47,98	47,98	50,28	1206,22	0,00	5148,22	5,24

Valor de aducción = 70,85

Camino 3

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,61	53,45	53,45	100,33	2681,32	0,00	0,00	16,92

Valor de aducción = 16,92

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,61	53,45	53,45	49,82	1331,44	0,00	0,00	16,92

Valor de aducción = 16,92

Valor de aducción máximo = 70,85

SUBCUENCA 3



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Lc (m)	Lt1 der (m)	Lt1 izq (m)	Lt2 der (m)	Lt2 izq (m)	Aoc (m)	Aot1 (m)	Aot2 (m)	Ape (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Gc (m)	m	Esc	poc ap der	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki
1	2	Roca	Av. 12 de Octubre	Edison	85,56	86,28	85,77	85,34	85,68	15,00	30,00	15,00	8,40	14,00	8,40	0,10	50,00	0,59	50,41	4,00	108,06	113,39	113,27	1,11E-03	0,35
3	4	Roca	Edison	Francia	85,44	85,68	86,24	85,31	86,20	15,00	15,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	50,25	4,00	100,44	113,26	113,02	2,39E-03	0,48	

I = Intensidad de diseño = 1 mm/hora

Camino 1

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,35	108,06	108,06	50,41	2723,38	0,00	0,00	58,85
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,48	50,22	50,22	50,25	1261,71	0,00	2723,38	7,09
triángulo	3,00	si				0,48	50,22	50,22	50,25	1261,71	0,00	3985,10	6,33

Valor de aducción = 72,26

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,35	108,06	108,06	50,36	2720,95	0,00	0,00	58,85
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,48	50,22	50,22	50,61	1270,82	0,00	2720,95	7,10
triángulo	3,00	si				0,48	50,22	50,22	50,61	1270,82	0,00	3991,77	6,34

Valor de aducción = 72,28

Valor de aducción máximo = 72,28

SUBCUENCA 4



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Lc (m)	Lt1 der (m)	Lt1 izq (m)	Lt2 der (m)	Lt2 izq (m)	Aoc (m)	Aot1 (m)	Aot2 (m)	Ape (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Ge (m)	m	Esc	poc ap	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki	
1	2	Roca	Isandro de la Torre	Dorrego	85,38	84,56	85,17	85,14	84,96	15,00	20,00	15,00	8,40	10,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	49,93	4,00	102,88	113,31	113,21	9,72E-04	0,34
3	4	Roca	Dorrego	Francia	85,27	85,29	85,06	85,85	85,20	15,00	15,00	15,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	50,29	4,00	100,27	113,21	113,00	2,09E-03	0,46
5	6	Francia	Iturraspe	Roca	85,84	85,53	185,47	85,15	185,86	15,00	15,00	15,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	50,17	4,00	100,84	113,20	113,00	1,98E-03	0,45

I = Intensidad de diseño = 1 mm/hora

Camino 1

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,34	50,62	50,62	49,93	1263,60	0,00	0,00	29,52
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,34	52,26	52,26	49,93	2609,08	0,00	1263,60	21,61
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,46	50,18	50,18	50,29	2523,30	0,00	3872,68	12,98
triángulo	3,00	si				0,46	50,09	50,09	50,29	1259,39	0,00	6395,98	5,98

Valor de aducción 70,10

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,34	102,88	102,88	50,03	2573,54	0,00	0,00	59,77
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,46	50,14	50,14	50,07	1255,13	0,00	2573,54	7,52
triángulo	3,00	si				0,46	50,14	50,14	50,07	1255,13	0,00	3828,67	6,89

Valor de aducción 73,98

Camino 2

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,45	100,84	100,84	50,17	2529,57	0,00	0,00	45,00

Valor de aducción 45,00

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,45	100,84	100,84	100,33	5058,64	0,00	0,00	45,00

Valor de aducción 45,00

Valor de aducción máximo = 73,98

SUBCUENCA 5



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Lc (m)	Lt1 der (m)	Lt1 izq (m)	Lt2 der (m)	Lt2 izq (m)	Aoc (m)	Aot1 (m)	Aot2 (m)	Apc (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Gc (m)	m	Esc	poc ap	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki	
1	2	Rivadavia	Av. 12 de Octubre	Edison	85,43	98,35	85,84	98,31	85,34	20,00	30,00	15,00	10,40	14,90	8,40	0,10	50,00	0,59	der	59,17	4,00	107,93	113,25	112,99	2,41E-03	0,49
3	4	Edison	Roca	Rivadavia	85,68	85,55	85,44	85,43	85,90	15,00	15,00	8,40	8,40	10,40	0,10	50,00	0,59	der	50,25	4,00	103,18	113,22	112,99	2,23E-03	0,47	

I = Intensidad de diseño = 1 mm/hora

Camino 1

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,49	58,80	58,80	59,17	1739,45	0,00	0,00	21,96
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,49	49,13	49,13	59,17	2906,78	0,00	1739,45	14,03

Valor de aducción = 35,99

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,49	107,93	107,93	52,80	2849,35	0,00	0,00	42,25

Valor de aducción = 42,25

Camino 2

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,47	103,18	103,18	50,25	2592,14	0,00	0,00	43,81

Valor de aducción = 43,81

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,47	103,18	103,18	50,34	2597,04	0,00	0,00	43,81

Valor de aducción = 43,81

Valor de aducción máximo = 43,81

SUBCUENCA 6



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Lc (m)	Lt1 der (m)	Lt1 izq (m)	Lt2 der (m)	Lt2 izq (m)	Aoc (m)	Aot1 (m)	Aot2 (m)	Apc (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Gc (m)	m	Esc	poc ap	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki	
1	2	Dorrego	Roca	Rivadavia	84,96	85,27	85,43	85,50	85,37	15,00	15,00	20,00	8,40	8,40	10,40	0,10	50,00	0,59	der	50,19	4,00	102,46	113,20	113,05	1,46E-03	0,40
3	4	Rivadavia	Dorrego	Francia	85,50	85,07	98,87	85,20	98,51	20,00	15,00	15,00	10,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	52,57	4,00	100,50	112,98	112,81	1,69E-03	0,43
5	6	Francia	Roca	Rivadavia	85,21	85,44	85,30	85,52	85,50	15,00	15,00	20,00	8,40	8,40	10,40	0,10	50,00	0,59	der	50,24	4,00	102,71	113,00	112,84	1,56E-03	0,41
7	8	Rivadavia	Edison	Los Andes	19,46	98,33	85,68	98,34	85,60	20,00	15,00	20,00	10,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	59,17	4,00	36,96	112,99	112,97	5,41E-04	0,37
9	10	Rivadavia	Los Andes	Francia	66,06	98,14	85,50	98,40	85,31	20,00	20,00	15,00	10,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	59,14	4,00	83,56	112,97	112,80	2,03E-03	0,49

I = Intensidad de diseño = 1 mm/hora

Camino 1

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,40	102,46	102,46	50,19	2571,36	0,00	0,00	51,03
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,43	50,25	50,25	52,57	1320,76	0,00	2571,36	8,17
triángulo	3,00	si				0,43	50,25	50,25	52,57	1320,76	0,00	3892,12	7,24

Valor de aducción 66,44

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,40	102,46	102,46	50,20	2571,75	0,00	0,00	51,03
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,43	81,40	81,40	59,35	2415,55	0,00	2571,75	11,87
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,43	19,10	19,10	59,35	1133,59	0,00	4987,29	6,88

Valor de aducción 69,78

Camino 2

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	3,00	no				0,37	36,96	36,96	59,17	1093,42	0,00	0,00	11,66
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,49	83,56	83,56	59,14	2470,66	0,00	1093,42	12,22

Valor de aducción 23,88

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,37	36,96	36,96	5,82	107,55	0,00	0,00	23,32
triángulo	3,00	si				0,49	83,56	83,56	52,70	2201,81	0,00	107,55	12,78

Valor de aducción 36,10

Camino 3

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,41	102,71	102,71	50,24	2580,08	0,00	0,00	49,94

Valor de aducción 49,94

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,41	102,71	102,71	50,20	2578,02	0,00	0,00	49,94

Valor de aducción 49,94

Valor de aducción máximo = 69,78

SUBCUENCA 7



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Le (m)	L11 der (m)	L11 izq (m)	L12 der (m)	L12 izq (m)	Asc (m)	Asc1 (m)	Asc2 (m)	Apc (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Gc (m)	m	Esc	poc	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki	
1	2	Los Andes	Rivadavia	J. B. Alberdi	98,20	120,00	120,00	120,00	20,00	20,00	20,00	8,40	10,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	70,00	4,00	118,20	112,86	112,74	1,02E-03	0,36	
3	4	J. B. Alberdi	Bv. Ovidio Lagos	Los Andes	120,00	98,00	98,35	97,00	98,20	20,00	30,00	20,00	8,40	14,00	8,40	0,10	50,00	0,59	der	58,75	4,00	140,00	113,00	112,74	1,93E-03	0,42
5	6	J. B. Alberdi	Cerrito	Los Andes	120,00	98,00	98,00	98,15	98,00	20,00	20,00	20,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	59,04	4,00	140,00	112,75	112,74	7,14E-05	0,12
7	8	Los Andes	J. B. Alberdi	D. Alighieri	98,00	120,00	120,00	120,00	20,00	20,00	20,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	70,00	4,00	118,00	112,65	112,59	5,08E-04	0,28	
9	10	D. Alighieri	Bv. Ovidio Lagos	Los Andes	120,75	98,00	98,00	98,00	97,00	20,00	30,00	20,00	8,40	14,00	8,40	0,10	50,00	0,59	der	59,00	4,00	145,75	112,67	112,59	5,49E-04	0,26
11	12	Los Andes	D. Alighieri	Sarmiento	98,00	112,75	119,98	119,85	120,00	20,00	20,00	20,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	68,15	4,00	118,00	112,59	112,52	2,29E-03	0,49
13	14	Sarmiento	Bv. Ovidio Lagos	Los Andes	119,85	45,00	98,00	45,00	98,00	20,00	30,00	20,00	8,40	14,00	8,40	0,10	50,00	0,59	der	32,50	4,00	144,85	112,52	112,52	1,38E-03	0,32

I = Intensidad de diseño = 1 mm/hora

Camino 1

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,36	118,20	118,20	70,00	4137,00	0,00	0,00	59,96
Triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	4137,00	13,37
Triángulo	3,00	si				0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	6202,00	11,88
Triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,49	59,00	59,00	68,15	2010,43	0,00	8267,00	6,47
Triángulo	3,00	si				0,49	59,00	59,00	68,15	2010,43	0,00	10277,43	6,05

Valor de aducción 97,73

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,36	118,20	118,20	70,00	4137,00	0,00	0,00	59,96
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	4137,00	13,37
triángulo	3,00	si				0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	6202,00	11,88
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,49	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	8267,00	6,51
triángulo	3,00	si				0,49	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	10332,00	6,08

Valor de aducción 97,80

Camino 2

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,42	145,00	145,00	58,75	4259,38	0,00	0,00	57,38
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	4259,38	13,29
triángulo	3,00	si				0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	6324,38	11,83
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,49	59,00	59,00	68,15	2010,43	0,00	8389,38	6,45
triángulo	3,00	si				0,49	59,00	59,00	68,15	2010,43	0,00	10399,80	6,03

Valor de aducción 94,97

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,42	59,29	59,29	59,14	1753,21	0,00	0,00	25,84
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,42	27,17	27,17	59,14	1606,83	0,00	1753,21	11,07
triángulo	3,00	si				0,42	58,54	58,54	59,14	1731,03	0,00	3360,04	8,64
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	5091,07	12,75
triángulo	3,00	si				0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	7156,07	11,52
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,49	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	9221,07	6,34
triángulo	3,00	si				0,49	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	11286,07	5,96

Valor de aducción 82,11

Camino 3

Por derecha

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,12	60,05	60,05	59,04	1772,60	0,00	0,00	88,65
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,12	20,70	20,70	59,04	1222,08	0,00	1772,60	31,25
triángulo	3,00	si				0,12	59,25	59,25	59,04	1748,99	0,00	2994,68	30,36
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	4740,65	12,96
triángulo	3,00	si				0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	6808,66	11,64
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,49	59,00	59,00	68,15	2010,43	0,00	8873,66	6,36
triángulo	3,00	si				0,49	59,00	59,00	68,15	2010,43	0,00	10884,09	5,97

Valor de aducción 187,19




Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00	0,12	60,05	60,05	59,00	1771,48	0,00	0,00	88,65
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00	0,12	20,70	20,70	59,00	1221,30	0,00	1771,48	31,25
triángulo	3,00	si				0,12	59,25	59,25	59,00	1747,88	0,00	2992,78	30,36
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	4740,65	12,96
triángulo	3,00	si				0,28	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	6805,65	11,64
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00	0,49	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	8870,65	6,40
triángulo	3,00	si				0,49	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	10935,65	6,00

Valor de aducción 187,26




Camino 4

Por derecha

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m ²)	Fad (m ²)	Fo (m ²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00		0,26	145,75	145,75	59,00	4299,63	0,00	0,00	92,23
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00		0,49	59,00	59,00	68,15	2010,43	0,00	4299,63	7,55
triángulo	3,00	si					0,49	59,00	59,00	68,15	2010,43	0,00	6310,05	6,74

Valor de aducción	106,51
-------------------	--------


Por izquierda

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m ²)	Fad (m ²)	Fo (m ²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00		0,26	145,75	145,75	58,75	4281,41	0,00	0,00	92,22
triángulo	2,00	si	1,00	2,00	2,00		0,49	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	4281,41	7,60
triángulo	3,00	si					0,49	59,00	59,00	70,00	2065,00	0,00	6346,41	6,77

Valor de aducción	106,59
-------------------	--------


Camino 5

Por derecha

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m ²)	Fad (m ²)	Fo (m ²)	T
rectángulo	1,00	no	2,00	1,00	1,00		0,32	144,85	144,85	32,50	4707,63	0,00	0,00	50,06

Valor de aducción	50,06
-------------------	-------

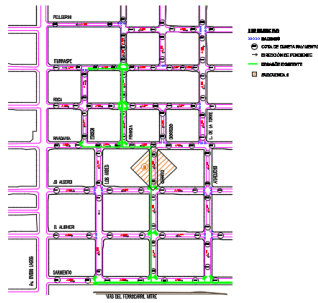
Por izquierda

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m ²)	Fad (m ²)	Fo (m ²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00		0,32	144,85	144,85	59,00	4273,08	0,00	0,00	75,39

Valor de aducción	75,39
-------------------	-------

Valor de aducción máximo =	187,26
----------------------------	--------

SUBCUENCA 8



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Lc (m)	Lt1 der (m)	Lt1 izq (m)	Lt2 der (m)	Lt2 izq (m)	Aoc (m)	Aot1 (m)	Aot2 (m)	Ape (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Gc (m)	m	Esc	poc ap der	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki	
1	2	Cerrito	Rivadavia	J. B. Alberdi	98.87	120.63	119.89	119.84	120.04	20.00	20.00	20.00	8.40	10.40	8.40	0,10	50,00	0,59	der	70,12	4,00	118,87	112,92	112,74	1,51E-03	0,42

I = Intensidad de diseño =	1	mm/hora
----------------------------	---	---------

Camino 1

Por derecha

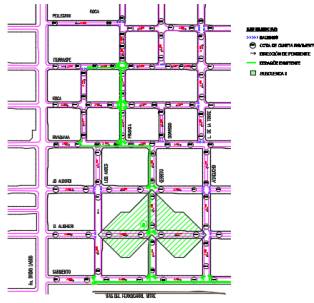
Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,42	118,87	118,87	70,12	4167,43	0,00	0,00	51,81
Valor de aducción												51,81	

Por izquierda

Figura	tipo	aporte				k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00	0,42	118,87	118,87	69,98	4159,26	0,00	0,00	51,81
Valor de aducción												51,81	

Valor de aducción máximo =	51,81
----------------------------	-------

SUBCUENCA 9



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Le (m)	Lt1 der (m)	Lt1 izq (m)	Lt2 der (m)	Lt2 izq (m)	Aoc (m)	Aot1 (m)	Aot2 (m)	Apc (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Gc (m)	m	Esc	poc ap	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki	
1	2	Cerrito	J. B. Alberdi	D. Alighieri	97,93	119,75	119,41	119,50	120,37	20,00	20,00	20,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	69,81	4,00	117,93	112,67	112,17	4,24E-03	0,62
3	4	D. Alighieri	Los Andes	Cerrito	119,78	97,86	98,31	97,99	97,76	20,00	20,00	20,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	58,96	4,00	139,78	112,53	112,40	9,30E-04	0,32
5	6	D. Alighieri	Ayacucho	Cerrito	120,23	97,89	98,28	97,89	98,31	20,00	20,00	20,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	58,95	4,00	140,23	112,30	112,11	1,35E-03	0,37

I = Intensidad de diseño = 1 mm/hora

Camino 1

Por derecha

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00		0,32	58,67	58,67	58,96	1729,66	0,00	0,00	33,47
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00		0,32	21,40	21,40	58,96	1261,80	0,00	1729,66	12,27
triángulo	3,00	si					0,32	59,71	59,71	58,96	1760,33	0,00	2991,46	11,66

Valor de aducción = 57,39

Por izquierda

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00		0,32	59,42	59,42	59,02	1753,48	0,00	0,00	33,68
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00		0,32	22,05	22,05	59,02	1301,39	0,00	1753,48	12,49
triángulo	3,00	si					0,32	58,31	58,31	59,02	1720,73	0,00	3054,88	11,42

Valor de aducción = 57,59

Camino 2

Por derecha

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00		0,37	59,00	59,00	58,95	1738,88	0,00	0,00	29,17
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00		0,37	22,36	22,36	58,95	1318,01	0,00	1738,88	10,98
triángulo	3,00	si					0,37	58,87	58,87	58,95	1735,05	0,00	3056,89	9,99

Valor de aducción = 50,14

Por izquierda

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00		0,37	58,82	58,82	59,15	1739,60	0,00	0,00	29,12
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00		0,37	22,51	22,51	59,15	1331,47	0,00	1739,60	11,03
triángulo	3,00	si					0,37	58,90	58,90	59,15	1741,97	0,00	3071,07	9,99

Valor de aducción = 50,15

Camino 3

Por derecha

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00		0,62	117,93	117,93	69,81	4116,49	0,00	0,00	35,05

Valor de aducción = 35,05

Por izquierda

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00		0,62	117,93	117,93	69,95	4124,60	0,00	0,00	35,05

Valor de aducción = 35,05

Valor de aducción máximo = 57,59

SUBCUENCA 10



Valor de aducción

ni	nf	Calle	entre	Le (m)	Lt1 der (m)	Lt1 izq (m)	Lt2 der (m)	Lt2 izq (m)	Aoc (m)	Aot1 (m)	Aot2 (m)	Apc (m)	Apt1 (m)	Apt2 (m)	Gc (m)	m	Esc	poc ap	S (m)	a (m)	L (m)	Cota pi (m)	Cota pf (m)	i	ki	
1	2	Sarmiento	Los Andes	Cerrito	120,78	45,00	97,85	45,00	97,99	20,00	20,00	20,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	32,50	4,00	140,78	112,27	111,99	1,99E-03	0,37
3	4	Cerrito	D. Alighieri	Sarmiento	98,31	119,78	120,22	120,73	119,70	20,00	20,00	20,00	8,40	8,40	8,40	0,10	50,00	0,59	der	70,13	4,00	118,31	112,08	111,97	9,30E-04	0,35

I = Intensidad de diseño = 1 mm/hora

Camino 1

Por derecha

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
rectángulo	1,00	no	2,00	1,00	1,00		0,37	140,78	140,78	32,50	4575,35	0,00	0,00	42,73

Valor de aducción = 42,73

Por izquierda

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	2,00	no	1,00	2,00	1,00		0,37	59,90	59,90	58,96	1765,85	0,00	0,00	29,56
rectángulo	1,00	si	2,00	1,00	2,00		0,37	21,56	21,56	58,96	1271,18	0,00	1765,85	10,74
triángulo	3,00	si					0,37	59,32	59,32	58,96	1748,75	0,00	3037,03	10,11

Valor de aducción = 50,42

Camino 2

Por derecha

Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00		0,35	118,31	118,31	70,13	4148,39	0,00	0,00	61,99

Valor de aducción = 61,99

Por izquierda

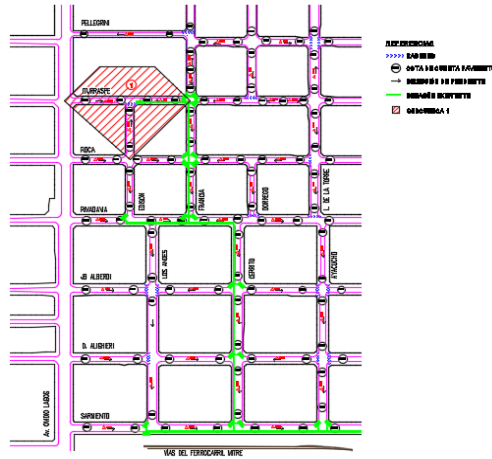
Figura	tipo	aporte					k	L (m)	Lp (m)	s (m)	Fp (m²)	Fad (m²)	Fo (m²)	T
triángulo	1,00	no	1,00	1,00	1,00		0,35	118,31	118,31	69,98	4139,67	0,00	0,00	61,99

Valor de aducción = 61,99

Valor de aducción máximo = 61,99

Desague correspondiente a la intersección de las calles **Iturraspe y Edison**

Punto	1
-------	---



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Area 1	19099,08	0,00	19099,08
Total área	19099,08	m ²	
Aporte aguas arriba	0,00	m ²	
TOTAL	19099,08	m²	
Valor de aducción	53,01		
Intensidad adoptada	105,94	mm/hora	2,94E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	719,79	seg	12,00 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN (No existe porque es el primer tramo)

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
-------	------------------------	-----	-------------------	--------------	-------	-----------	------------------------	-------------------------	-------------	-------	--------	------------	----------------------------	---------

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGÚN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	12,00							
Tiempo concentración	12,00	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	105,94	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuena/Sup. unitaria = 1,14

Tipo de Superficie		Superficie (m ²)		%		
Zona Urbana		Parcial	Total	Parcial	Total	
Manzana	Techo	8185,32	13642,20	60,00	71,43	
	Jardín	Impermeable		1364,22		10,00
		Permeable		4092,66		30,00
Vereda	Acera	Impermeable	1565,35	51,25	15,99	
		Permeable	1488,86	48,75		
	Cinta Verde	Impermeable	2402,66	100,00		12,58
Calle	Pavimento	2402,66	2402,66	100,00	12,58	
			19099,08		100,00	

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento,tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
-------------------------	-------------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	19099,08	m²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	105,94	mm/hora

Caudal	0,33	m³/seg
---------------	-------------	---------------

CANERÍA EXISTENTE					
Diámetro (m)	Sección (m²)	Pendiente	n	QLL (m³/s)	VLL (m/s)
0,40	0,13	1,00E-03	1,20E-02	0,07	0,57

Caudal proyecto = 0,33

No Verifica

HIDROGRAMA DE ENTRADA

tp =	12,00	minutos
Duración lluvia =	17,99	minutos
tb =	29,99	minutos
Qp =	0,33	m³/seg

Área hidrograma entrada =	$((tb + (dlluv - tp))/2) * Qp =$	357,83	m³
---------------------------	----------------------------------	--------	----

Tiempo (minutos)	Caudal (m³/seg)
0,00	0,00
12,00	0,33
17,99	0,33
29,99	0,00

HIDROGRAMA DE SALIDA

Qp =	0,07	m³/seg
------	------	--------

Área hidrograma salida = $Qp * tb / 2$

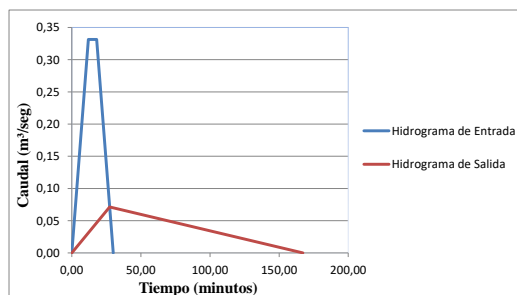
Área hidrograma entrada = Área hidrograma salida =	357,83	m³
--	--------	----

$tb = (Área hidrograma salida * 2) / Qp =$ 167,18 minutos

Recta descendente del hidrograma de entrada

Tiempo (minutos)	Caudal (m³/seg)
17,99	0,33
27,41	0,07
29,99	0,00
12,00	-0,33
9,41	-0,26

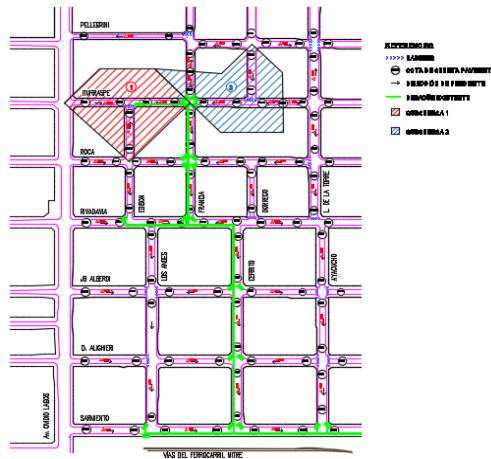
Tiempo (minutos)	Caudal (m³/seg)
0,00	0,00
27,41	0,07
167,18	0,00



Volúmen excedente =	293,64	m³
----------------------------	---------------	-----------

Desague correspondiente a la intersección de las calles Iturraspe y Francia

Punto 2



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Total área	18225,33	m ²	
Aporte aguas arriba	19099,08	m ²	
TOTAL	37324,41	m²	
Valor de aducción	70,85		
Intensidad adoptada	89,76	mm/hora	2,49E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	1002,63	seg	16,71 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
1-2	19099,08	0,59	89,76	83,58	0,40	1,00E-03	0,07	0,07	0,57	1,00	-	-	2,45	Existente

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGUN ABACO

	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	16,71	2,45						
Tiempo concentración	19,16	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	89,76	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuenca/Sup. unitaria = 2,22

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	15996,18	26660,29	60,00	71,43
		Impermeable	2666,03		10,00	
	Jardín	Permeable	7998,09		30,00	
Vereda	Acera	Impermeable	3059,09	5968,71	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	2909,62		48,75	
Calle	Pavimento	Impermeable	4695,41	4695,41	100,00	12,58
				37324,41		100,00

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento, tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
-------------------------	-------------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	37324,41	m²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	89,76	mm/hora

Caudal	0,55	m³/seg
---------------	-------------	---------------

CANERÍA EXISTENTE					
Diámetro (m)	Sección (m²)	Pendiente	n	QLL (m³/s)	VLL (m/s)
0,60	0,28	1,00E-03	1,20E-02	0,21	0,74

Caudal proyecto = 0,55

No Verifica

HIDROGRAMA DE ENTRADA

tp =	19,16	minutos
Duración lluvia =	28,75	minutos
tb =	47,91	minutos
Qp =	0,55	m³/seg

Área hidrograma entrada =	$((tb + (dlluv - tp))/2) * Qp =$	946,49	m³
---------------------------	----------------------------------	--------	----

Tiempo (minutos)	Caudal (m³/seg)
0,00	0,00
19,16	0,55
28,75	0,55
47,91	0,00

HIDROGRAMA DE SALIDA

Qp =	0,21	m³/seg
------	------	--------

Área hidrograma salida = $Qp * tb / 2$

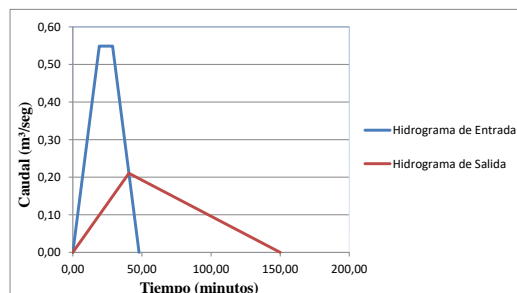
Área hidrograma entrada = Área hidrograma salida =	946,49	m³
--	--------	----

tb = (Área hidrograma salida * 2) / Qp =	149,99	minutos
--	--------	---------

Recta descendente del hidrograma de entrada

Tiempo (minutos)	Caudal (m³/seg)
28,75	0,55
40,56	0,21
47,91	0,00
19,16	-0,55
11,82	-0,34

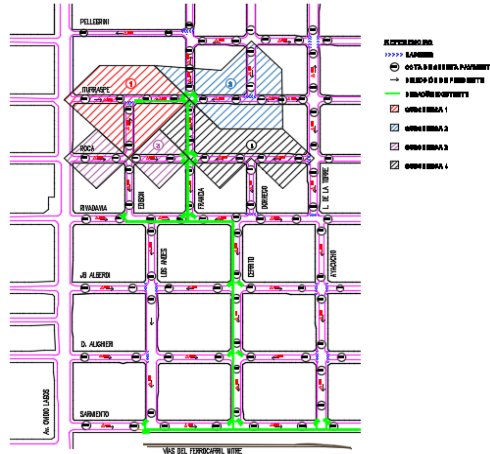
Tiempo (minutos)	Caudal (m³/seg)
0,00	0,00
40,56	0,21
149,99	0,00



Volúmen excedente =	644,15	m³
----------------------------	---------------	-----------

Desague correspondiente a la intersección de las calles Roca y Francia

Punto 3



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Total área	28639,17	m ²	
Aporte aguas arriba	37324,41	m ²	
TOTAL	65963,58	m²	
Valor de aducción	73,98		
Intensidad adoptada	84,09	mm/hora	2,34E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	1064,16	seg	17,74 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
1-2	19099,08	0,59	84,09	83,58	0,40	1,00E-03	0,07	0,07	0,57	1,00	-	-	2,45	Existente
2-3	37324,41	0,59	84,09	97,40	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,18	Existente

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGÚN ABACO

	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	17,74	2,45	2,18					
Tiempo concentración	22,37	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	84,09	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuena/Sup. unitaria = 3,93

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	28270,11	47116,84	60,00	71,43
		Impermeable	4711,68		10,00	
	Permeable	14135,05	30,00			
Vereda	Acera	Impermeable	5406,34	10548,52	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	5142,18		48,75	
Calle	Pavimento	Impermeable	8298,22	8298,22	100,00	12,58
			65963,58		100,00	

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento,tejadados	0,75
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	65963,58	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	84,09	mm/hora

Caudal	0,91	m ³ /seg
--------	------	---------------------

CANERÍA EXISTENTE					
Diámetro (m)	Sección (m ²)	Pendiente	n	QLL (m ³ /s)	VLL (m/s)
0,60	0,28	1,00E-03	1,20E-02	0,21	0,74
Caudal proyecto =				0,91	
No Verifica					

HIDROGRAMA DE ENTRADA

tp =	22,37	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	44,74	minutos
Qp =	0,91	m ³ /seg

Área hidrograma entrada =	Qp*tb/2 =	1219,57	m ³
---------------------------	-----------	---------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
22,37	0,91
44,74	0,00

HIDROGRAMA DE SALIDA

Qp =	0,21	m ³ /seg
------	------	---------------------

Área hidrograma salida = Qp*tb/2

Área hidrograma entrada = Área hidrograma salida =	1219,57	m ³
--	---------	----------------

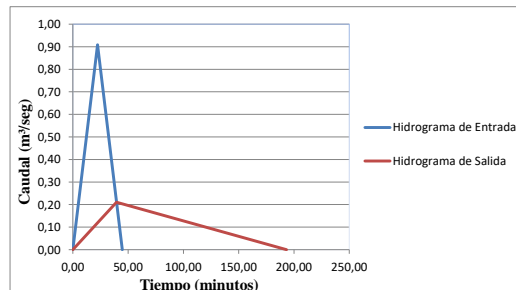
tb = (Área hidrograma salida*2)/Qp = 193,26 minutos

Recta descendente del hidrograma de entrada

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
22,37	0,91
39,56	0,21
44,74	0,00

22,37	-0,91
17,19	-0,70

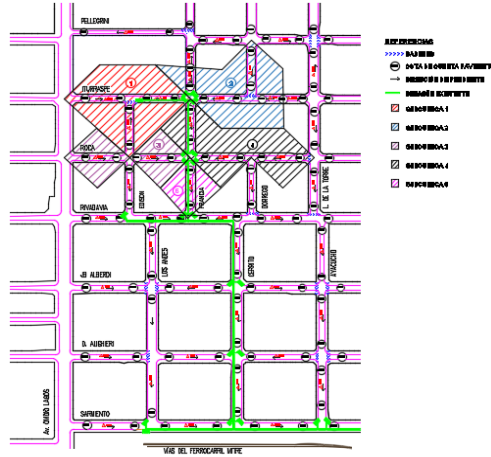
Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
39,56	0,21
193,26	0,00



Volúmen excedente =	937,22	m ³
---------------------	--------	----------------

Desague correspondiente a la intersección de las calles Rivadavia y Francia

Punto 4 (por arriba)



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	5173,63	0,00	71137,21
Total área	5173,63	m ²	
Aporte aguas arriba	65963,58	m ²	
TOTAL	71137,21	m²	
Valor de aducción	73,98		
Intensidad adoptada	80,29	mm/hora	2,23E-05 m/seg
Reurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	1076,53	seg	17,94 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
1-2	19099,08	0,59	80,29	83,58	0,40	1,00E-03	0,07	0,07	0,57	1,00	-	-	2,45	Existente
2-3	37324,41	0,59	80,29	97,40	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,18	Existente
3-4	65963,58	0,59	80,29	99,00	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,22	Existente

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGUN ABACO

	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	17,94	2,45	2,18	2,22				
Tiempo concentración	24,80	minutos						
Reurrencia	2	años						
Intensidad	80,29	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuenca/Sup. unitaria = 4,23

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	30487,38	50812,29	60,00	71,43
		Impermeable	5081,23		10,00	
	Permeable	15243,69	30,00			
Vereda	Acera	Impermeable	5830,37	11375,86	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	5545,48		48,75	
Calle	Pavimento	Impermeable	8949,06	8949,06	100,00	12,58
			71137,21			100,00

Tipo de Superficie	Periodo de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento,tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	71137,21	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	80,29	mm/hora

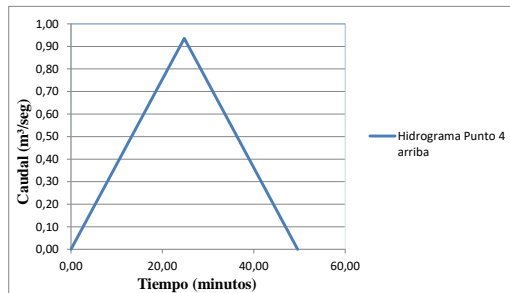
Caudal	0,94	m ³ /seg
--------	------	---------------------

Hidrograma : Punto 4 arriba

tp =	24,80	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	49,59	minutos
Qp =	0,94	m ³ /seg

Area hidrograma =	$Q_p \cdot t_b / 2 =$	1391,86	m ³
-------------------	-----------------------	---------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
24,80	0,94
49,59	0,00



Desague correspondiente a la intersección de las calles Rivadavia y Francia

Punto 4 (por derecha)



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	11042,69	0,00	11042,69
Total área	11042,69	m ²	
Aporte aguas arriba	0,00	m ²	
TOTAL	11042,69	m²	
Valor de aducción	69,78		
Intensidad adoptada	95,79	mm/hora	2,66E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	971,56	seg	16,19 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
-------	------------------------	-----	-------------------	--------------	-------	-----------	------------------------	-------------------------	-------------	-------	--------	------------	----------------------------	---------

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGÚN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	16,19							
Tiempo concentración	16,19	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	95,79	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuena/Sup. unitaria = 0,66

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	4732,58	7887,64	60,00	71,43
	Jardín	Impermeable	788,76		10,00	
		Permeable	2366,29		30,00	
Vereda	Acera	Impermeable	905,05	1765,88	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	860,83	48,75		
Calle	Pavimento	Impermeable	1389,17	1389,17	100,00	12,58
			11042,69		100,00	

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento,tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	11042,69	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	95,79	mm/hora

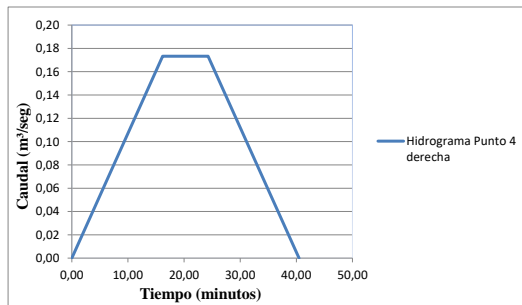
Caudal	0,17	m ³ /seg
--------	------	---------------------

Hidrograma : Punto 4 derecha

tp =	16,19	minutos
Duración lluvia =	24,29	minutos
tb =	40,48	minutos
Qp =	0,17	m ³ /seg

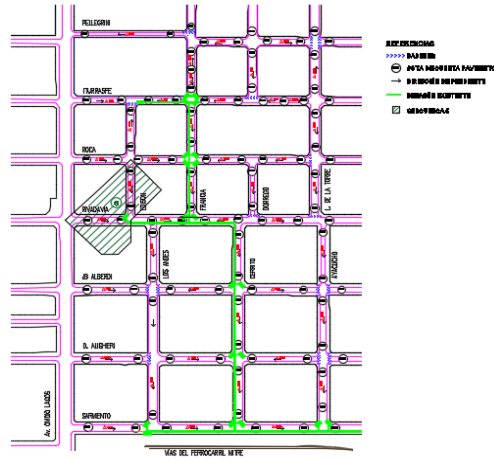
Área hidrograma =	$((tb + (dlluv - tp))/2) * Qp =$	252,50	m ³
-------------------	----------------------------------	--------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
16,19	0,17
24,29	0,17
40,48	0,00



Desague correspondiente a la intersección de las calles Rivadavia y Edison

Punto 4'



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	12418,66	0,00	12418,66
Total área	12418,66	m ²	
Aporte aguas arriba	0,00	m ²	
TOTAL	12418,66	m²	
Valor de aducción	43,81		
Intensidad adoptada	112,33	mm/hora	3,12E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	586,12	seg	9,77 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
-------	------------------------	-----	-------------------	--------------	-------	-----------	------------------------	-------------------------	-------------	-------	--------	------------	----------------------------	---------

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGÚN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	9,77							
Tiempo concentración	9,77	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	112,33	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuenca/Sup. unitaria = 0,74

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	5322,28	8870,47	60,00	71,43
		Permeable	887,05		10,00	
	Jardín	2661,14	30,00			
Vereda	Acera	1017,83	1985,92	51,25	15,99	
	Cinta Verde	968,09		48,75		
Calle	Pavimento	1562,27	1562,27	100,00	12,58	
			12418,66			100,00

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento, tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
-------------------------	-------------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	12418,66	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	112,33	mm/hora

Caudal	0,23	m³/seg
---------------	-------------	--------------------------

CANERÍA EXISTENTE					
Diámetro (m)	Sección (m ²)	Pendiente	n	QLL (m ³ /s)	VLL (m/s)
0,30	0,07	4,30E-03	1,20E-02	0,07	0,97

Caudal proyecto = 0,23

No Verifica**HIDROGRAMA DE ENTRADA**

tp =	9,77	minutos
Duración lluvia =	14,65	minutos
tb =	24,42	minutos
Qp =	0,23	m ³ /seg

Área hidrograma entrada =	$((tb + (dlluv - tp))/2) * Qp =$	200,89	m ³
---------------------------	----------------------------------	--------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
9,77	0,23
14,65	0,23
24,42	0,00

HIDROGRAMA DE SALIDA

Qp =	0,07	m ³ /seg
------	------	---------------------

Área hidrograma salida = Qp * tb / 2

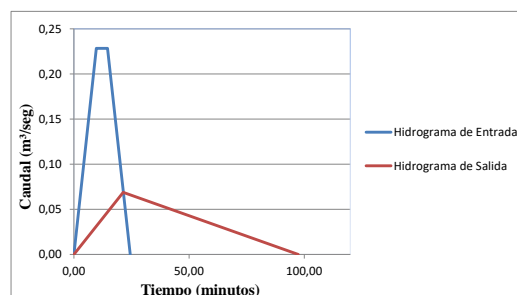
Área hidrograma entrada = Área hidrograma salida =	200,89	m ³
--	--------	----------------

$$tb = (\text{Área hidrograma salida} * 2) / Qp = 97,48 \text{ minutos}$$

Recta descendente del hidrograma de entrada

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
14,65	0,23
21,48	0,07
24,42	0,00
9,77	-0,23
6,83	-0,16

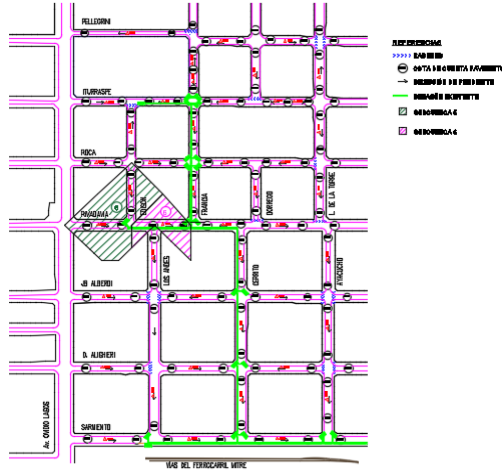
Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
21,48	0,07
97,48	0,00



Volúmen excedente =	150,56	m³
----------------------------	---------------	----------------------

Desague correspondiente a la intersección de las calles Rivadavia y Francia

Punto 4 (por izquierda)



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	12418,66	0,00	12418,66
Área 2	4891,77	0,00	17310,43
Total área	4891,77	m ²	
Aporte aguas arriba	12418,66	m ²	
TOTAL	17310,43	m ²	
Valor de aducción	43,81		
Intensidad adoptada	107,00	mm/hora	2,97E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	593,28	seg	9,89 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
4-4	12418,66	0,59	107,00	100,36	0,30	4,30E-03	0,07	0,07	0,97	1,00	-	-	1,72	Existente

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGÚN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	9,89	1,72						
Tiempo concentración	11,61	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	107,00	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuena/Sup. unitaria = 1,03

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		% Total	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	7418,76	12364,59	60,00	71,43
	Jardín	Impermeable	1236,46		10,00	
		Permeable	3709,38		30,00	
Vereda	Acera	Impermeable	1418,75	2768,19	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	1349,43	48,75		
Calle	Pavimento	Impermeable	2177,65	2177,65	100,00	12,58
			17310,43		100,00	

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento,tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	-------------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	17310,43	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	107,00	mm/hora

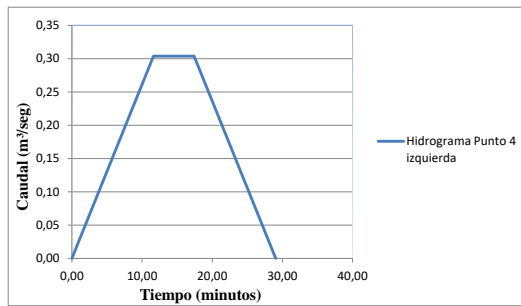
Caudal	0,30	m³/seg
--------	-------------	--------------------------

Hidrograma : Punto 4 izquierda

tp =	11,61	minutos
Duración lluvia =	17,41	minutos
tb =	29,02	minutos
Qp =	0,30	m ³ /seg

Área hidrograma =	$((tb + (dlluv - tp))/2) * Qp =$	316,99	m³
-------------------	----------------------------------	---------------	----------------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
11,61	0,30
17,41	0,30
29,02	0,00



Tiempo (minutos)	Caudal (m³/seg)
0,00	0,00
16,19	0,17
24,29	0,17
40,48	0,00

Hidrograma 3 : Punto 4 izquierda

tp = 11,61 minutos
 Duración lluvia = 17,41 minutos
 tb = 29,02 minutos
 Qp = 0,30 m³/seg

Área hidrograma =	$((tb + (dlluv - tp)) / 2) * Qp =$	316,99	m³
-------------------	------------------------------------	--------	----

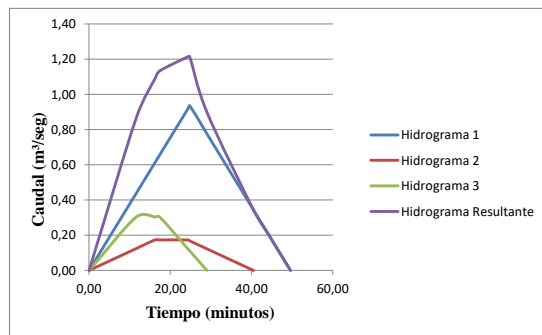
Tiempo (minutos)	Caudal (m³/seg)
0,00	0,00
11,61	0,30
17,41	0,30
29,02	0,00

Tabla Resumen

Tiempo (minutos)	Hidrograma de Entrada				Hidrograma de Salida
	Hidrograma 1	Hidrograma 2	Hidrograma 3	Hidrograma Resultante	
	Caudal 1 (m³/seg)	Caudal 2 (m³/seg)	Caudal 3 (m³/seg)	Caudal (m³/seg)	Caudal (m³/seg)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11,61	0,44	0,12	0,30	0,87	0,06
16,19	0,61	0,17	0,30	1,09	0,08
17,41	0,66	0,17	0,30	1,13	0,08
24,29	0,92	0,17	0,12	1,21	0,12
24,80	0,94	0,17	0,11	1,21	0,12
29,02	0,78	0,12	0,00	0,90	0,14
40,48	0,34	0,00	0,00	0,34	0,19
44,02	0,21	0,00	0,00	0,21	0,21
49,59	0,00	0,00	0,00	0,00	0,21
310,81	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

<u>Hidrograma 1</u>		<u>Hidrograma 2</u>		<u>Hidrograma 3</u>		<u>Hidrograma Resultante</u>		<u>Hidrograma Salida</u>	
24,80	-0,94	16,19	-0,17	11,61	-0,30	9,11	-0,34	266,79	-0,21
4,23	-0,16	0,51	-0,01	6,88	-0,18	3,53	-0,13	5,58	-4,40E-03
20,57	-0,78	15,69	-0,17	4,73	-0,12				
11,46	-0,43	4,23	-0,05	0,51	-0,01				
9,11	-0,34								
3,53	-0,13								

Q total =	1,21	m³/seg
-----------	------	--------



HIDROGRAMA DE SALIDA

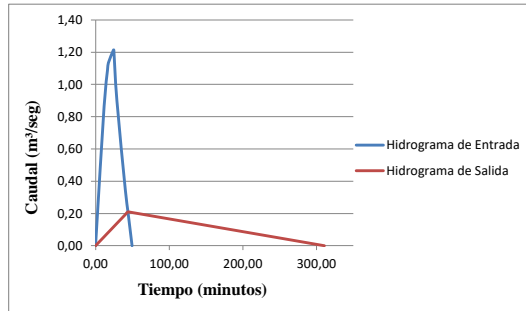
$Q_p = 0,21 \text{ m}^3/\text{seg}$

Área hidrograma salida = $Q_p * t_b / 2$

Área hidrograma entrada = Área hidrograma salida =	1961,35	m ³
--	---------	----------------

$t_b = (\text{Área hidrograma salida} * 2) / Q_p = 310,81 \text{ minutos}$

$t_p = 44,02 \text{ minutos}$



Volúmen

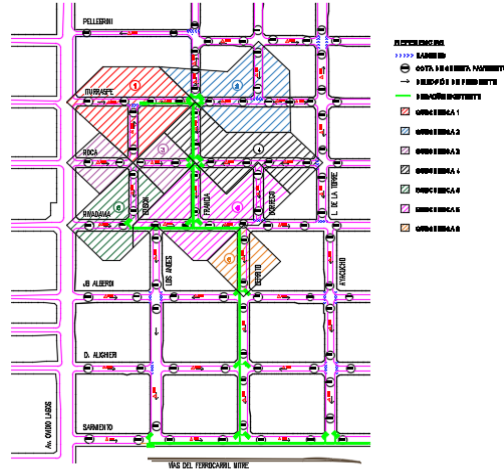
Trapecio	Hidrograma de Entrada				Hidrograma de Salida	
	Hidrograma 1	Hidrograma 2	Hidrograma 3	Hidrograma Resultante	Hidrograma de Salida	
	Volúmen 1 (m ³)	Volúmen 2 (m ³)	Volúmen 3 (m ³)	Volúmen Resultante (m ³)	Volúmen Salida (m ³)	
1	152,55	43,26	105,66	301,48	19,32	
2	144,24	40,91	83,44	268,58	18,27	
3	46,45	12,69	22,23	81,37	5,88	
4	324,54	71,47	88,09	484,10	41,11	
5	28,15	5,18	3,56	36,89	3,57	
6	217,06	36,83	14,01	267,91	32,62	
7	384,93	42,15	0,00	427,08	114,18	
8	58,75	0,00	0,00	58,75	42,82	
9	35,18	0,00	0,00	35,18	69,63	
10	0,00	0,00	0,00	0,00	1613,96	
TOTAL	1391,86	252,50	316,99	1961,35	1961,35	
	1961,35					

<i>Entrada</i>	<i>Salida</i>
1926,17	277,76

Volúmen excedente =	1648,41	m ³
---------------------	---------	----------------

Desague correspondiente a la intersección de las calles J.B. Alberdi y Cerrito

Punto 5



-	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	21108,09	12418,66	99490,33
Área 5	6946,32	0,00	106436,65

Total área	6946,32	m ²	
Aporte aguas arriba	99490,33	m ²	
TOTAL	106436,65	m²	
Valor de aducción	73,98		
Intensidad adoptada	73,64	mm/hora	2,05E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	1100,05	seg	18,33 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
1-2	19099,08	0,59	73,64	83,58	0,40	1,00E-03	0,07	0,07	0,57	1,00	-	-	2,45	Existente
2-3	37324,41	0,59	73,64	97,40	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,18	Existente
3-4	65963,58	0,59	73,64	99,00	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,22	Existente
4-5	99490,33	0,59	73,64	200,14	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	4,48	Existente

TIEMPO DE CONCENTRACION SEGUN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	18,33	2,45	2,18	2,22	4,48			
Tiempo concentración	29,67	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	73,64	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuena/Sup. unitaria = 6,34

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	45615,71	76026,18	60,00	71,43
	Jardín	Impermeable	7602,62		10,00	
		Permeable	22807,85		30,00	
Vereda	Acera	Impermeable	8723,50	17020,74	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	8297,24		48,75	
	Calle	Pavimento	Impermeable		13389,73	
			106436,65		100,00	

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento, tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	-------------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	106436,65	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	73,64	mm/hora

Caudal	1,28	m³/seg
--------	-------------	--------------------------

CANERÍA EXISTENTE					
Diámetro (m)	Sección (m ²)	Pendiente	n	QLL (m ³ /s)	VLL (m/s)
0,60	0,28	1,00E-03	1,20E-02	0,21	0,74

Caudal proyecto = **1,28****No Verifica****HIDROGRAMA DE ENTRADA**

tp =	29,67	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	59,34	minutos
Qp =	1,28	m ³ /seg

Área hidrograma entrada =	Qp*tb/2 =	2285,62	m ³
---------------------------	-----------	---------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
29,67	1,28
59,34	0,00

HIDROGRAMA DE SALIDA

Qp =	0,21	m ³ /seg
------	------	---------------------

Área hidrograma salida = Qp*tb/2

Área hidrograma entrada = Área hidrograma salida =	2285,62	m ³
--	---------	----------------

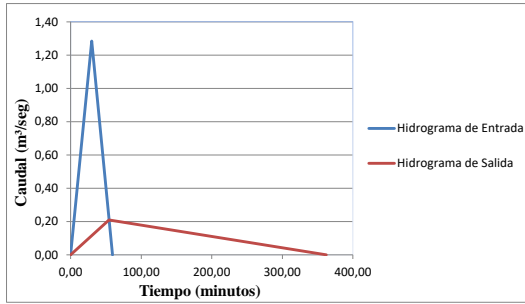
$$tb = (\text{Área hidrograma salida} * 2) / Qp = 362,20 \text{ minutos}$$

Recta descendente del hidrograma de entrada

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
29,67	1,28
54,48	0,21
59,34	0,00

29,67	-1,28
24,81	-1,07

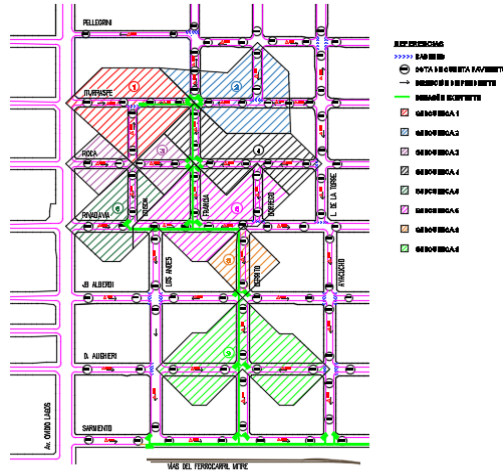
Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
54,48	0,21
362,20	0,00



Volúmen excedente =	1911,14	m ³
---------------------	---------	----------------

Desague correspondiente a la intersección de las calles D. Alighieri y Cerrito

Punto 6



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
-			
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	21108,09	12418,66	99490,33
Área 5	6946,32	0,00	106436,65
Área 6	26099,12	0,00	132535,76

Total área	26099,12	m ²	
Aporte aguas arriba	106436,65	m ²	
TOTAL	132535,76	m²	
Valor de aducción	73,98		
Intensidad adoptada	70,18	mm/hora	1,95E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	1113,37	seg	18,56 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
1-2	19099,08	0,59	70,18	83,58	0,40	1,00E-03	0,07	0,07	0,57	1,00	-	-	2,45	Existente
2-3	37324,41	0,59	70,18	97,40	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,18	Existente
3-4	65963,58	0,59	70,18	99,00	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,22	Existente
4-5	99490,33	0,59	70,18	200,14	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	4,48	Existente
5-6	106436,65	0,59	70,18	120,74	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,70	Existente

TIEMPO DE CONCENTRACION SEGUN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	18,56	2,45	2,18	2,22	4,48	2,70		
Tiempo concentración	32,60	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	70,18	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuena/Sup. unitaria = 7,89

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	56801,04	94668,40	60,00	71,43
	Jardín	Impermeable	9466,84		10,00	
		Permeable	28400,52		30,00	
Vereda	Acera	Impermeable	10862,57	21194,36	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	10331,79		48,75	
Calle	Pavimento	Impermeable	16673,00	16673,00	100,00	12,58
			132535,76			100,00

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento,tejadados	0,75
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	-------------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	132535,76	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	70,18	mm/hora

Caudal	1,52	m ³ /seg
--------	-------------	---------------------

CANERÍA EXISTENTE					
Diámetro (m)	Sección (m ²)	Pendiente	n	QLL (m ³ /s)	VLL (m/s)
0,80	0,50	1,00E-03	1,20E-02	0,45	0,90

Caudal proyecto = **1,52****No Verifica****HIDROGRAMA DE ENTRADA**

tp =	32,60	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	65,20	minutos
Qp =	1,52	m ³ /seg

Área hidrograma entrada =	Qp*tb/2 =	2979,90	m ³
---------------------------	-----------	----------------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
32,60	1,52
65,20	0,00

HIDROGRAMA DE SALIDA

Qp =	0,45	m ³ /seg
------	------	---------------------

Área hidrograma salida = Qp*tb/2

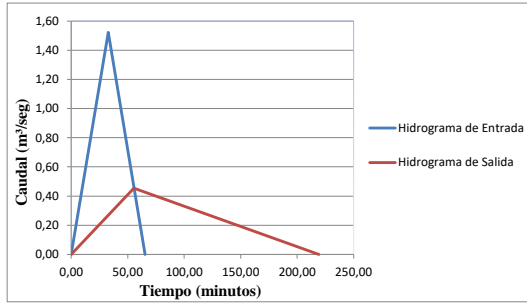
Área hidrograma entrada = Área hidrograma salida =	2979,90	m ³
--	----------------	----------------

tb = (Área hidrograma salida*2)/Qp = **219,27** minutos

Recta descendente del hidrograma de entrada

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
32,60	1,52
55,50	0,45
65,20	0,00
32,60	-1,52
22,91	-1,07

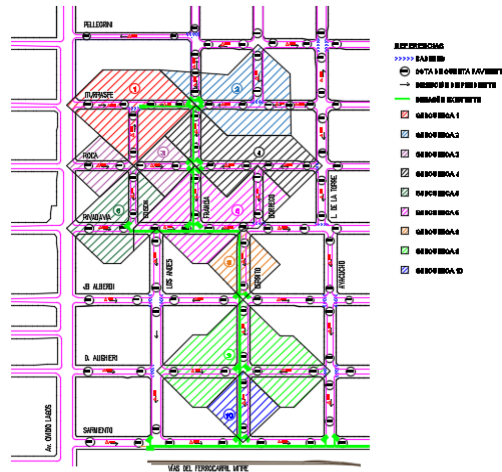
Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
55,50	0,45
219,27	0,00



Volúmen excedente =	2093,85	m³
---------------------	---------	----

Desague correspondiente a la intersección de las calles Sarmiento y Cerrito

Punto 7 (por arriba)



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
-			
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	21108,09	12418,66	99490,33
Área 5	6946,32	0,00	106436,65
Área 6	26099,12	0,00	132535,76
Área 7	6957,39	0,00	139493,15

Total área	6957,39	m ²
Aporte aguas arriba	132535,76	m ²
TOTAL	139493,15	m²

Valor de aducción	73,98		
Intensidad adoptada	67,27	mm/hora	1,87E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	1125,22	seg	18,75 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
1-2	19099,08	0,59	67,27	83,58	0,40	1,00E-03	0,07	0,07	0,57	1,00	-	-	2,45	Existente
2-3	37324,41	0,59	67,27	97,40	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,18	Existente
3-4	65963,58	0,59	67,27	99,00	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,22	Existente
4-5	99490,33	0,59	67,27	200,14	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	4,48	Existente
5-6	106436,65	0,59	67,27	120,74	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,70	Existente
6-7	132535,76	0,59	67,27	135,88	0,80	1,00E-03	0,45	0,45	0,90	1,00	-	-	2,51	Existente

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGÚN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	18,75	2,45	2,18	2,22	4,48	2,70	2,51	
Tiempo concentración	35,31	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	67,27	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuena/Sup. unitaria = 8,30

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	59782,78	99637,97	60,00	71,43
	Jardín	Impermeable	9963,80		10,00	
		Permeable	29891,39		30,00	
Vereda	Acera	Impermeable	11432,79	22306,95	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	10874,16		48,75	
Calle	Pavimento	Impermeable	17548,24	17548,24	100,00	12,58
			139493,15			100,00

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento,tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	-------------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	139493,15	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	67,27	mm/hora

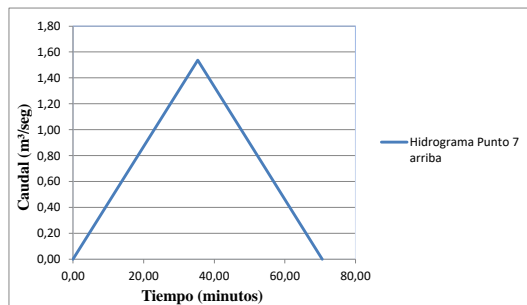
Caudal	1,54	m³/seg
--------	-------------	--------------------------

Hidrograma : Punto 7 arriba

tp =	35,31	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	70,62	minutos
Qp =	1,54	m ³ /seg

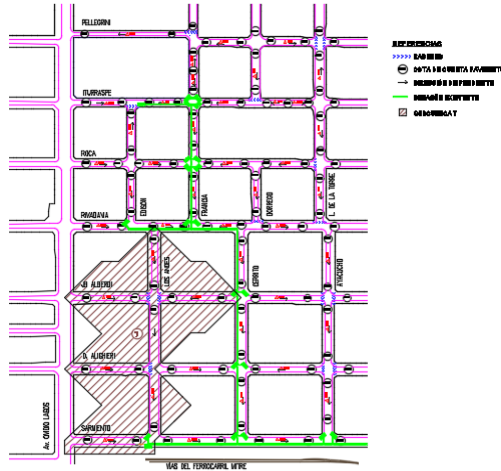
Área hidrograma =	$Q_p \cdot t_b / 2 =$	3256,23	m³
-------------------	-----------------------	----------------	----------------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
35,31	1,54
70,62	0,00



Desague correspondiente a la intersección de las calles Sarmiento y Los Andes

Punto 7'



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	58874,06	0,00	58874,06
Total área	58874,06	m ²	
Aporte aguas arriba	0,00	m ²	
TOTAL	58874,06	m²	
Valor de aducción	187,26		
Intensidad adoptada	55,16	mm/hora	1,53E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	2993,10	seg	49,88 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
-------	------------------------	-----	-------------------	--------------	-------	-----------	------------------------	-------------------------	-------------	-------	--------	------------	----------------------------	---------

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGÚN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	49,88							
Tiempo concentración	49,88	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	55,16	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuena/Sup. unitaria = 3,50

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	25231,74	42052,90	60,00	71,43
	Jardín	Impermeable	4205,29		10,00	
		Permeable	12615,87		30,00	
Vereda	Acera	Impermeable	4825,29	9414,80	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	4589,51		48,75	
		Pavimento	Impermeable		7406,36	
Calle			58874,06		100,00	

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento, tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)	
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>	
<i>Pendiente baja (0-2%)</i>	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	58874,06	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	55,16	mm/hora

Caudal	0,53	m ³ /seg
--------	------	---------------------

CANERÍA EXISTENTE					
Diámetro (m)	Sección (m ²)	Pendiente	n	QLL (m ³ /s)	VLL (m/s)
1,00	0,79	1,00E-03	1,20E-02	0,82	1,05

Caudal proyecto = 0,53

Verifica

HIDROGRAMA DE ENTRADA

tp =	49,88	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	99,77	minutos
Qp =	0,53	m ³ /seg

Área hidrograma entrada =	Qp*tb/2 =	1592,13	m ³
---------------------------	-----------	---------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
49,88	0,53
99,77	0,00

HIDROGRAMA DE SALIDA

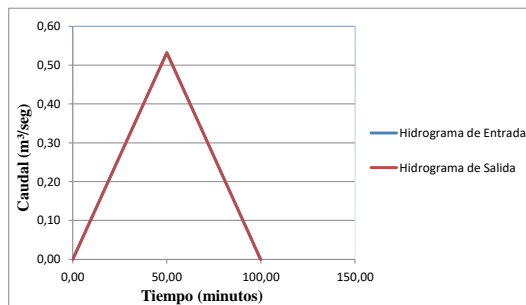
Qp =	0,53	m ³ /seg
------	------	---------------------

Área hidrograma salida = Qp*tb/2

Área hidrograma entrada = Área hidrograma salida =	1592,13	m ³
--	---------	----------------

tb = (Área hidrograma salida*2)/Qp = 99,77 minutos

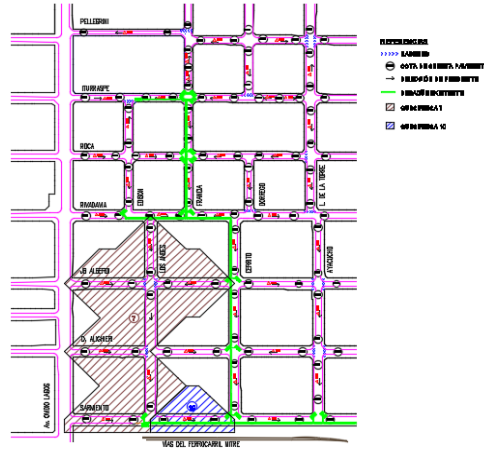
Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
49,88	0,53
99,77	0,00



Volúmen excedente =	0,00	m ³
---------------------	------	----------------

Desague correspondiente a la intersección de las calles Sarmiento y Cerrito

Punto 7 (por izquierda)



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	58874,06	0,00	58874,06
Área 2	7823,01	0,00	66697,07
Total área	7823,01	m²	
Aporte aguas arriba	58874,06	m²	
TOTAL	66697,07	m²	
Valor de aducción	187,26		
Intensidad adoptada	53,47	mm/hora	1,49E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	3016,47	seg	50,27 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
7-7	58874,06	0,59	53,47	146,53	1,00	1,00E-03	0,52	0,82	1,05	0,63	1,06	1,11	2,20	Existente

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGÚN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	50,27	2,20						
Tiempo concentración	52,48	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	53,47	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuenca/Sup. unitaria = 3,97

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	28584,46	47640,76	60,00	71,43
		Impermeable	4764,08		10,00	
	Permeable	14292,23	30,00			
Vereda	Acera	Impermeable	5466,46	10665,81	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	5199,35		48,75	
Calle	Pavimento	Impermeable	8390,49	8390,49	100,00	12,58
			66697,07		100,00	

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
Zonas Urbanas	2
Asfalto	0,73
Cemento,tejados	0,75
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	66697,07	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	53,47	mm/hora

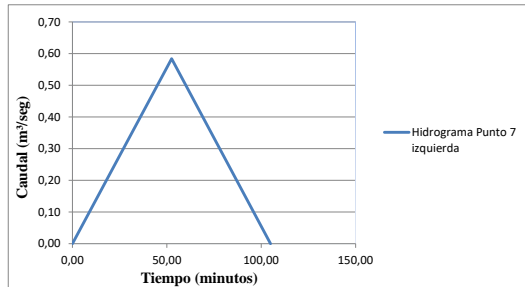
Caudal	0,58	m ³ /seg
--------	------	---------------------

Hidrograma : Punto 7 izquierda

tp =	52,48	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	104,96	minutos
Qp =	0,58	m ³ /seg

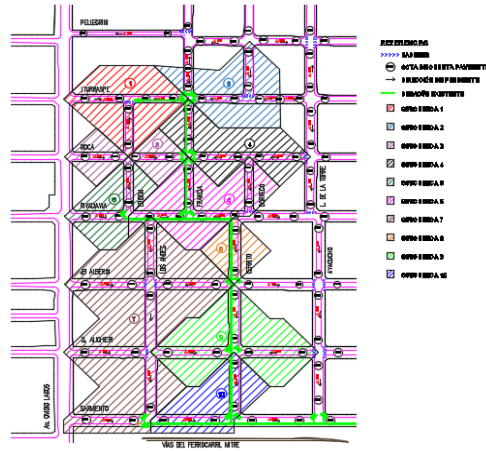
Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	1839,30	m ³
-------------------	-----------	---------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
52,48	0,58
104,96	0,00



Desague correspondiente a la intersección de las calles Sarmiento y Cerrito

Punto	7
-------	---



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	21108,09	12418,66	99490,33
Área 5	6946,32	0,00	106436,65
Área 6	26099,12	0,00	132535,76
Área 7	14780,40	58874,06	206190,23
Total área	73654,46	m²	
Aporte aguas arriba	132535,76	m²	
TOTAL	206190,23	m²	
Recurrencia	2	años	

CANERÍA EXISTENTE					
Diámetro (m)	Sección (m ²)	Pendiente	n	QLL (m ³ /s)	VLL (m/s)
1,00	0,79	1,00E-03	1,20E-02	0,82	1,05

HIDROGRAMA DE ENTRADA

Hidrograma 1 : Punto 7 arriba

tp = 35,31 minutos
 Duración lluvia = - minutos
 tb = 70,62 minutos
 Qp = 1,54 m³/seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	3256,23	m ³
-------------------	-----------	---------	----------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
35,31	1,54
70,62	0,00

Hidrograma 2 : Punto 7 izquierda

tp = 52,48 minutos
 Duración lluvia = - minutos
 tb = 104,96 minutos
 Qp = 0,58 m³/seg

Área hidrograma =	Qp*tb/2 =	1839,30	m ³
-------------------	-----------	---------	----------------

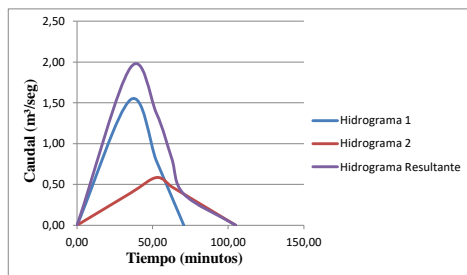
Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
52,48	0,58
104,96	0,00

Tabla Resumen

Tiempo (minutos)	Hidrograma de Entrada			Hidrograma de Salida Caudal (m³/seg)
	Hidrograma 1	Hidrograma 2	Hidrograma Resultante	
	Caudal 1 (m³/seg)	Caudal 2 (m³/seg)	Caudal (m³/seg)	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
35,31	1,54	0,39	1,93	0,46
52,48	0,79	0,58	1,37	0,69
62,58	0,35	0,47	0,82	0,82
70,62	0,00	0,38	0,38	0,78
104,96	0,00	0,00	0,00	0,58
206,79	0,00	0,00	0,00	0,00

<i>Hidrograma 1</i>		<i>Hidrograma 2</i>		<i>Hidrograma Resultante</i>		<i>Hidrograma Salida</i>	
35,31	-1,54	52,48	-0,58	18,14	-0,99	144,21	-0,82
17,17	-0,75	18,14	-0,20	10,11	-0,55	8,03	-0,05
18,14	-0,79	18,14	-0,20			136,17	-0,78
10,11	-0,44	10,11	-0,11			34,34	-0,20

Q total =	1,93	m³/seg
------------------	-------------	---------------



HIDROGRAMA DE SALIDA

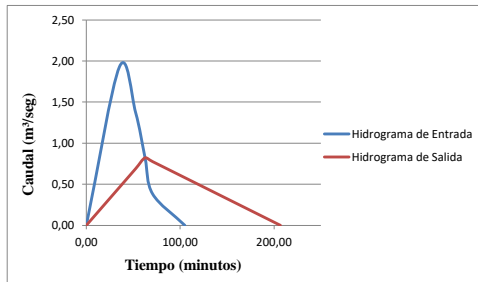
Qp = 0,82 m³/seg

Área hidrograma salida = Qp*tb/2

Área hidrograma entrada = Área hidrograma salida =	5095,53	m³
--	----------------	-----------

tb = (Área hidrograma salida*2)/Qp = **206,79 minutos**

tp = **62,58 minutos**



Volúmen

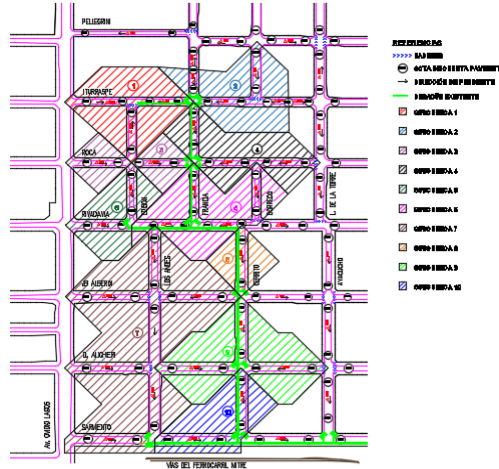
Trapecio	Hidrograma de Entrada			Hidrograma de Salida Volúmen Salida (m³)
	Hidrograma 1	Hidrograma 2	Hidrograma Resultante	
	Volúmen 1 (m³)	Volúmen 2 (m³)	Volúmen Resultante (m³)	
1	1628,12	416,33	2044,44	490,86
2	1198,40	503,32	1701,73	593,43
3	345,43	320,10	665,53	457,83
4	84,28	205,79	290,07	384,88
5	0,00	393,76	393,76	1396,50
6	0,00	0,00	0,00	1772,03
TOTAL	3256,23	1839,30	5095,53	5095,53

<i>Entrada</i>	<i>Salida</i>
4411,70	1542,12

Volúmen excedente =	2869,58	m³
----------------------------	----------------	-----------

Desague correspondiente a la intersección de las calles Sarmiento y Ayacucho

Punto 8



	Superficie (m ²)	Adicional (m ²)	Total (m ²)
-			
Área 1	19099,08	0,00	19099,08
Área 2	18225,33	0,00	37324,41
Área 3	28639,17	0,00	65963,58
Área 4	21108,09	12418,66	99490,33
Área 5	6946,32	0,00	106436,65
Área 6	26099,12	0,00	132535,76
Área 7	14780,40	58874,06	206190,23

Total área	73654,46	m ²
Aporte aguas arriba	132535,76	m ²
TOTAL	206190,23	m²

Valor de aducción	187,26		
Intensidad adoptada	43,68	mm/hora	1,21E-05 m/seg
Recurrencia	2	años	
Tiempo de aducción	3172,90	seg	52,88 min

TIEMPO DE CONDUCCIÓN

Tramo	Área (m ²)	Esc	Intensidad (mm/h)	Longitud (m)	Ø (m)	Pendiente	QL (m ³ /s)	QLL (m ³ /s)	VLL (m/seg)	Q/QLL	VR/VLL	VR (m/seg)	Tiempo de conducción (min)	Cañería
1-2	19099,08	0,59	43,68	83,58	0,40	1,00E-03	0,07	0,07	0,57	1,00	-	-	2,45	Existente
2-3	37324,41	0,59	43,68	97,40	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,18	Existente
3-4	65963,58	0,59	43,68	99,00	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,22	Existente
4-5	99490,33	0,59	43,68	200,14	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	4,48	Existente
5-6	106436,65	0,59	43,68	120,74	0,60	1,00E-03	0,21	0,21	0,74	1,00	-	-	2,70	Existente
6-7	132535,76	0,59	43,68	135,88	0,80	1,00E-03	0,45	0,45	0,90	1,00	-	-	2,51	Existente
7-8	206190,23	0,59	43,68	145,14	1,00	1,00E-03	0,82	0,82	1,05	1,00	-	-	2,31	Existente

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN SEGÚN ABACO								
	T aducción	TF 1-2	TF 2-3	TF 3-4	TF 4-5	TF 5-6	TF 6-7	TF 7-8
Tiempo (minutos)	52,88	2,45	2,18	2,22	4,48	2,70	2,51	2,31
Tiempo concentración	71,75	minutos						
Recurrencia	2	años						
Intensidad	43,68	mm/hora						

Coefficiente C

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Sup. subcuena/Sup. unitaria = 12,27

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	88367,24	147278,73	60,00	71,43
		Impermeable	14727,87		10,00	
	Jardín	Permeable	44183,62		30,00	
Vereda	Acera	Impermeable	16899,25	32972,76	51,25	15,99
	Cinta Verde	Permeable	16073,51		48,75	
Calle	Pavimento	Impermeable	25938,73	25938,73	100,00	12,58
			206190,23			100,00

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)
	2
Zonas Urbanas	
Asfalto	0,73
Cemento,tejadados	0,75
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)	
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)	
Pendiente baja (0-2%)	0,21

Coefficiente C =	0,59
------------------	-------------

CAUDAL POR MÉTODO RACIONAL

Área acumulada	206190,23	m ²
Escorrentía	0,59	
Intensidad adoptada	43,68	mm/hora

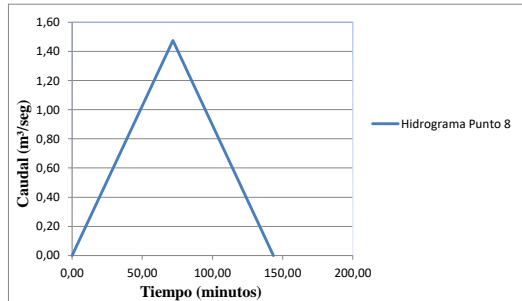
Caudal	1,48	m³/seg
--------	-------------	--------------------------

Hidrograma : Punto 8

tp =	71,75	minutos
Duración lluvia =	-	minutos
tb =	143,50	minutos
Qp =	1,48	m ³ /seg

Área hidrograma entrada =	$Q_p * t_b / 2 =$	6350,84	m³
---------------------------	-------------------	----------------	----------------------

Tiempo (minutos)	Caudal (m ³ /seg)
0,00	0,00
71,75	1,48
143,50	0,00



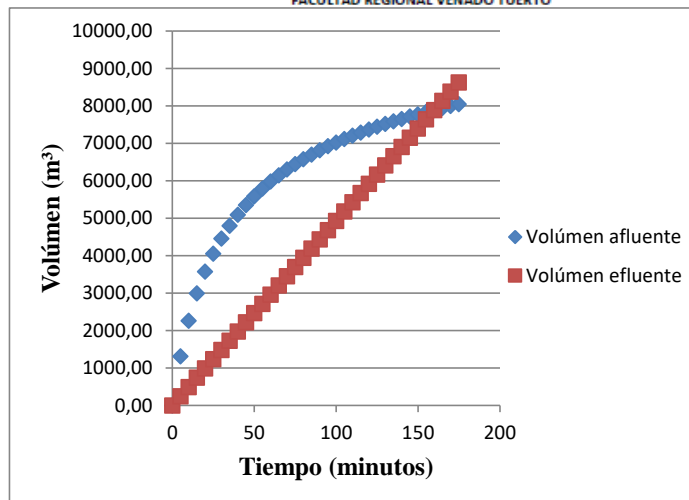
Método de curva de almacenamiento

Recurrencia = 2 años

T (min)	I (mm/h)	Área (m ²)	C	Qent (m ³ /seg)	Vol afl (m ³)	Qefl redes (m ³ /seg)	Inf (m ³ /seg)	Qsal (m ³ /seg)	Vol efl (m ³)	Vol alm (m ³)
0	153,91	206190,23	0,59	5,20	0,00	0,82	0,00	0,82	0,00	0,00
5	129,20	206190,23	0,59	4,36	1309,02	0,82	0,00	0,82	246,41	1062,61
10	111,63	206190,23	0,59	3,77	2262,00	0,82	0,00	0,82	492,82	1769,18
15	98,46	206190,23	0,59	3,33	2992,78	0,82	0,00	0,82	739,23	2253,55
20	88,20	206190,23	0,59	2,98	3574,80	0,82	0,00	0,82	985,64	2589,16
25	79,98	206190,23	0,59	2,70	4051,91	0,82	0,00	0,82	1232,05	2819,86
30	73,23	206190,23	0,59	2,47	4452,00	0,82	0,00	0,82	1478,46	2973,54
35	67,59	206190,23	0,59	2,28	4793,70	0,82	0,00	0,82	1724,87	3068,83
40	62,79	206190,23	0,59	2,12	5089,94	0,82	0,00	0,82	1971,28	3118,67
45	58,67	206190,23	0,59	1,98	5350,05	0,82	0,00	0,82	2217,69	3132,36
50	55,08	206190,23	0,59	1,86	5580,87	0,82	0,00	0,82	2464,10	3116,77
55	51,93	206190,23	0,59	1,75	5787,60	0,82	0,00	0,82	2710,51	3077,09
60	49,14	206190,23	0,59	1,66	5974,22	0,82	0,00	0,82	2956,91	3017,31
65	46,64	206190,23	0,59	1,58	6143,88	0,82	0,00	0,82	3203,32	2940,56
70	44,41	206190,23	0,59	1,50	6299,07	0,82	0,00	0,82	3449,73	2849,33
75	42,39	206190,23	0,59	1,43	6441,79	0,82	0,00	0,82	3696,14	2745,64
80	40,55	206190,23	0,59	1,37	6573,69	0,82	0,00	0,82	3942,55	2631,14
85	38,88	206190,23	0,59	1,31	6696,13	0,82	0,00	0,82	4188,96	2507,17
90	37,34	206190,23	0,59	1,26	6810,24	0,82	0,00	0,82	4435,37	2374,86
95	35,93	206190,23	0,59	1,21	6916,96	0,82	0,00	0,82	4681,78	2235,18
100	34,63	206190,23	0,59	1,17	7017,10	0,82	0,00	0,82	4928,19	2088,91
105	33,42	206190,23	0,59	1,13	7111,36	0,82	0,00	0,82	5174,60	1936,75
110	32,30	206190,23	0,59	1,09	7200,31	0,82	0,00	0,82	5421,01	1779,30
115	31,26	206190,23	0,59	1,06	7284,47	0,82	0,00	0,82	5667,42	1617,05
120	30,28	206190,23	0,59	1,02	7364,28	0,82	0,00	0,82	5913,83	1450,45
125	29,37	206190,23	0,59	0,99	7440,14	0,82	0,00	0,82	6160,24	1279,90
130	28,52	206190,23	0,59	0,96	7512,38	0,82	0,00	0,82	6406,65	1105,73
135	27,71	206190,23	0,59	0,94	7581,30	0,82	0,00	0,82	6653,06	928,24
140	26,96	206190,23	0,59	0,91	7647,18	0,82	0,00	0,82	6899,47	747,71
145	26,24	206190,23	0,59	0,89	7710,24	0,82	0,00	0,82	7145,88	564,36
150	25,56	206190,23	0,59	0,86	7770,70	0,82	0,00	0,82	7392,29	378,41
155	24,92	206190,23	0,59	0,84	7828,75	0,82	0,00	0,82	7638,70	190,06
160	24,32	206190,23	0,59	0,82	7884,57	0,82	0,00	0,82	7885,11	-0,54
165	23,74	206190,23	0,59	0,80	7938,30	0,82	0,00	0,82	8131,52	-193,22
170	23,19	206190,23	0,59	0,78	7990,08	0,82	0,00	0,82	8377,93	-387,84
175	22,67	206190,23	0,59	0,77	8040,05	0,82	0,00	0,82	8624,34	-584,29

Volúmen de almacenamiento máximo =	3132,36	m³
---	----------------	----------------------

FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO



Volúmen de almacenamiento =	3000,97	m³
-----------------------------	----------------	-----------

Se analiza de la misma manera para la recurrencia de 10 y 100 años de período de retorno.

3.2 ESTADO URBANO VS CAÑERÍA PROYECTADA

Se procede de forma similar al punto 3.1 sólo que la intensidad se calcula con el tiempo de concentración generado por la cañería proyectada, tal como se expresó en el punto 5 del ANEXO 1.

3.3 ESTADO URBANO VS CAÑERÍA EXISTENTE + CAÑERÍA PROYECTADA

Se procede de forma similar al punto 3.1 sólo que la intensidad se calcula con el tiempo de concentración mayor entre el tiempo generado por la cañería existente (punto 3.1) y el tiempo generado por la cañería proyectada (punto 3.2), tal como se expresó en el punto 6 del ANEXO 1.

4. ESTADO URBANO VS ESTADO NATURAL

Se procede de forma similar al punto 3.1 sólo que la intensidad se calcula con el tiempo de concentración generado como si existiera una cañería que evacúe el caudal en estado natural, tal como se expresó en el punto 7 del ANEXO 1.

5. ALTURA - ÁREA DE INUNDACIÓN - VOLUMEN DE INUNDACIÓN

Punto	Cota (m)	Altura respecto al punto D (m)
A	113,15	1,18
B	113,72	1,75
C	112,52	0,55
D	111,97	0,00

Tramo	Longitud (m)
AB	315,83
BD	663,87
DC	275,47
CA	563,25
AD	627,01

Altura (m)	Tramo (m)			Alturas (m)		
	FD	ED	GD	Manzanas	Veredas	Calles
1,00	379,35	531,36	275,47	1,00	0,15	0,00
0,95	360,39	504,79	275,47	0,95	0,15	0,00
0,90	341,42	478,22	275,47	0,90	0,15	0,00
0,85	322,45	451,66	275,47	0,85	0,15	0,00
0,80	303,48	425,09	275,47	0,80	0,15	0,00
0,75	284,52	398,52	275,47	0,75	0,15	0,00
0,70	265,55	371,95	275,47	0,70	0,15	0,00
0,65	246,58	345,38	275,47	0,65	0,15	0,00
0,60	227,61	318,82	275,47	0,60	0,15	0,00
0,55	208,64	292,25	275,47	0,55	0,15	0,00
0,50	189,68	265,68	250,42	0,50	0,15	0,00
0,45	170,71	239,11	225,38	0,45	0,15	0,00
0,40	151,74	212,54	200,34	0,40	0,15	0,00
0,35	132,77	185,98	175,30	0,35	0,15	0,00
0,30	113,81	159,41	150,25	0,30	0,15	0,00
0,25	94,84	132,84	125,21	0,25	0,15	0,00
0,20	75,87	106,27	100,17	0,20	0,15	0,00
0,15	56,90	79,70	75,13	0,15	0,15	0,00
0,10	37,94	53,14	50,08	0,10	0,10	0,00
0,05	18,97	26,57	25,04	0,05	0,05	0,00

Altura (m)	Área de Inundación (m ²)						Volumen de Inundación (m ³)		
	Cuenca	Manzana	Vereda	Calle	Adicional	Calle + Adicional	Calle	Adicional	Calle + Adicional
1,00	113274,89	79580,74	13068,74	20625,40	8263,96	28889,36	12063,05	2103,55	14166,61
0,95	105353,92	73464,01	12267,45	19622,45	8263,96	27886,41	10709,17	2103,55	12812,72
0,90	97669,40	67761,54	11387,80	18520,06	8263,96	26784,01	9452,16	2103,55	11555,71
0,85	90224,58	62645,46	10362,24	17216,87	8263,96	25480,83	8278,55	2103,55	10382,10
0,80	83015,41	57701,39	9336,08	15977,94	8263,96	24241,90	7206,95	2103,55	9310,50
0,75	76044,89	52851,26	8491,67	14701,96	8263,96	22965,92	6239,09	2103,55	8342,64
0,70	69311,07	47396,13	7852,76	14062,18	8263,96	22326,14	5345,70	2103,55	7449,25
0,65	62814,95	42145,79	7242,48	13426,68	8263,96	21690,64	4504,38	2103,55	6607,93
0,60	56558,31	37708,74	6334,70	12514,87	8263,96	20778,82	3725,33	2103,55	5828,88
0,55	50537,55	34221,10	5151,00	11165,45	8263,96	19429,41	3051,88	2103,55	5155,43
0,50	41766,40	28643,19	3927,43	9195,78	7512,69	16708,47	2315,30	1709,14	4024,44
0,45	33830,60	22836,55	3258,00	7736,05	6761,42	14497,47	1712,44	1352,28	3064,73
0,40	26730,17	17498,15	2847,93	6384,09	6010,15	12394,24	1208,40	1032,99	2241,40
0,35	20495,72	13332,36	2208,85	4954,51	5258,88	10213,39	798,40	751,27	1549,67
0,30	15057,71	10234,37	1419,02	3404,31	4507,61	7911,93	497,03	507,11	1004,13
0,25	10456,66	7545,51	645,52	2265,63	3756,34	6021,97	310,27	300,51	610,77
0,20	6692,18	4464,30	462,82	1765,06	3005,07	4770,14	182,78	131,47	314,25
0,15	3764,27	2162,12	324,44	1277,70	0,00	1277,70	87,08	0,00	87,08
0,10	1673,15	682,60	186,98	803,56	0,00	803,56	35,11	0,00	35,11
0,05	418,29	25,21	50,45	342,63	0,00	342,63	6,51	0,00	6,51

6. REDUCCIÓN DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

Se procede de forma similar al punto 4, sólo que varía el coeficiente de escorrentía. Por lo tanto se calcula de la siguiente manera:

Resumen de Indicadores Urbanísticos en las Zonas de Regulación General del Área Urbana-Ciudad de Venado Tuerto

Zona Z			FOS	FOT	FIS	Perm. (%)	Superficie mínima parcela (m ²)
1	Microcentro		0,75	3,00	0,70	No aplica	600,00
2	Macrocentro		0,70	3,00	0,70	75,00	600,00
3	Residencial Media-Alta densidad		0,60	2,00	0,70	75,00	300,00
		Avenidas sobre Z3	0,70	2,20	0,70	75,00	300,00
4	Residencial Media-Baja densidad		0,60	1,40	0,70	75,00	250,00
		Avenidas sobre Z4	0,60	1,60	0,70	75,00	250,00

Cuenca

Las características donde está la cuenca de estudio:

Zona Z	4
FOS	0,60
FOT	1,40
FIS	0,70
Índice de permeabilidad (%)	75,00
Superficie de parcela propuesta (m²)	350,00

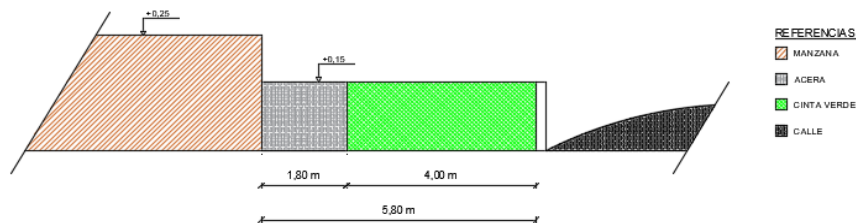
Lote

Superficie impermeable máxima en planta baja = 220,00 m²

Superficie		m ²	%
Techo	Impermeable	210,00	60,00
Jardín	Impermeable	10,00	40,00
	Permeable	130,00	
TOTAL		350,00	100,00

Superficie	Ancho (m)
Impermeable	1,80
Permeable	4,00

Superficie	m ²	%
Acera	862,56	32,11
Cinta Verde	1824,00	67,89
TOTAL	2686,56	100,00



Calle

Distancia entre Línea Municipal	20,00	m
Considero la calle :	140,00	m
	120,00	m
Superficie total =	2113,44	m ²

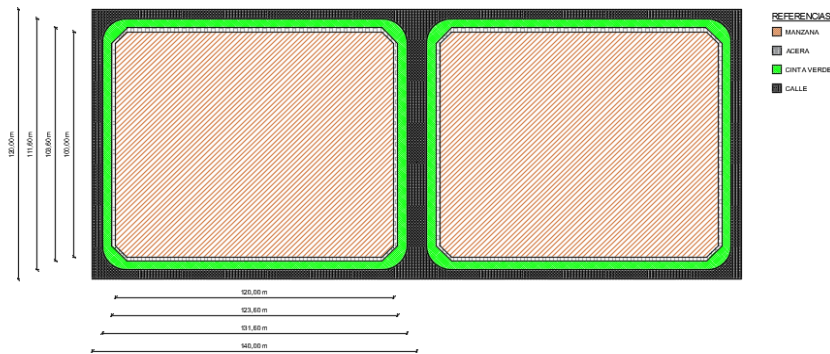
Tabla resumen

Superficie Unitaria

	Superficie (m ²)	%
Manzana	12000,00	71,43
Vereda	2686,56	15,99
Calle	2113,44	12,58
TOTAL	16800,00	100,00

Tipo de Superficie			Superficie (m ²)		%	
Zona Urbana			Parcial	Total	Parcial	Total
Manzana	Techo	Impermeable	7200,00	12000,00	60,00	71,43
		Impermeable	342,86		2,86	
	Jardín	Permeable	4457,14		37,14	
Vereda	Acera	Impermeable	862,56	2686,56	32,11	15,99
	Cinta Verde	Permeable	1824,00		67,89	
Calle	Pavimento	Impermeable	2113,44	2113,44	100,00	12,58
			16800,00			100,00

Vista en planta



Coefficiente de Escorrentía

Tipo de Superficie	Período de retorno (años)					
	2	5	10	25	50	100
Zonas Urbanas						
Asfalto	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95
Cemento,tejados	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97
Zonas verdes (céspedes,parques,etc.)						
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>						
<i>Pendiente baja (0-2%)</i>	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36

Recurrencia = 2 años

Coefficiente C = 0,55

Se analiza de la misma manera para la recurrencia de 10 y 100 años de período de retorno.

7. RESERVIORIOS

7.1 RESERVORIO EN CUENCA 1

Reservorio aplicado : Jardín de lluviaVolúmen a almacenar = 0,08 m³**Dimensiones del reservorio**

Ancho = 0,3000 m
 Largo = 3,3000 m
 Altura = 0,2500 m

Volúmen = 0,2475 m³**Cálculo de cámara de descarga**

El caudal máximo que puedo evacuar por reglamento es en estado natural :

Q_{máx} = 0,0007 m³/seg
 Q_{máx} = 0,6861 lts/seg

Predimensionamiento

Tirante (m)	Altura descarga h (m) - Nivel C	Diámetro tubo de descarga (m)	Altura vertedero (m) - Nivel D	Revancha (m) - Nivel E	$\frac{\Delta h}{\text{pendiente}}$	Altura de entrega H (m)
0,1000	0,1000	0,0330	0,2000	0,0500	0,0076	0,1911

Se proyecta una cámara cuando la zanja este llena hasta la cota de umbral del vertedero :

$$Q_{evac} = A x \left(\frac{2 x g x x H}{K} \right)^{0,5} \leq Q_{máx}$$

Adopción del diámetro del tubo de descarga del reservorio

k = suma del coeficiente de pérdidas

$$k = 0,2 + 1 + f x \frac{L}{D}$$

Pérdida en la entrada = 0,2000
 Pérdida en la salida = 1,0000
 Adopto f = 0,0120 plástico PVC
 Fricción en el tubo (f*L/D) se puede adptar f*L = 0,1576 m
 Altura entre el umbral del vertedero y el eje de la tubería entrega H = 0,1911 m
 Longitud hasta la cámara de entrega L = 13,1300 m

Diámetro (m)	Área del tubo (m ²)	f*L/D	K	Q _{evac} (m ³ /seg)	Q _{evac} (lts/seg)
0,1000	0,0079	1,5756	2,7756	0,0091	9,1238
0,0330	0,0009	4,7745	5,9745	0,0007	0,6772
0,1500	0,0177	1,0504	2,2504	0,0228	22,7986
0,1750	0,0241	0,9003	2,1003	0,0321	32,1208
0,2500	0,0491	0,6302	1,8302	0,0702	70,2234

Q_{máx} = 0,6861 lts/seg**Vaciado del reservorio**

$$Q_{vac} = C x a x (2 x g x h)^{0,5}$$

Coeficiente de orificio = 0,6100 para orificio común de pared delgada
 Diámetro de orificio = 0,0330 m
 Área del orificio = 0,0009 m²
 Altura de carga = 0,1000 m

Q_{vac} = 0,0007 m³/seg
 Q_{vac} = 0,7304 lts/seg

Q_{vac} = 0,0023 h^{0,5} 0,0000 < h < 0,1000

Tiempo de vaciado

Es función de la superficie del agua y el área del orificio

$$T_{vac} = \frac{2 x S x \sqrt{h}}{C x a x \sqrt{2 x g}}$$

S = superficie del agua = 0,9900 m²
 Coeficiente del orificio = 0,6100

T_{vac} = 271,0817 segundos
 T_{vac} = 0,0753 horas

Para el vaciado del reservorio, entre la cota superior de la cámara de descarga y el umbral del vertedero, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{evac} = A x \left(\frac{2 x g x (h + D)}{K} \right)^{0,5}$$

Área del orificio = 0,0009 m²
K = 5,9745
Diámetro de salida = 0,0330 m

Q_{evac} = 0,0015 (h+0,033)^{0,5} 0,1000 < h < 0,2000

Vertedero de seguridad

El vertedero de seguridad debe ser capaz de descargar un caudal igual a la diferencia entre la lluvia de 100 años de período de retorno antropizada y una lluvia de 100 años de período de retorno en estado natural.

$$Q_{vertedero} = Q_{tv} - Q_{evac}$$

Qentrada TR100 años Escenario 2 = 0,0027 m³/seg
Qdescargador de fondo = 0,0007 m³/seg
Qvertedero = 0,0020 m³/seg
Qsalida TR100 años Escenario 1 = 0,0022 m³/seg
Qvertedero adoptado = 0,0020 m³/seg

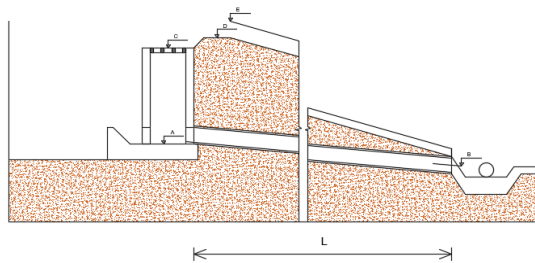
$$Q_{vertedero} = m x b v x H v^{3/2} x \sqrt{2 x g}$$

m = 0,3600
Hv = 0,0500 m
bv = 0,1147 m

Qvertedero = 0,1829 (h-0,20)^{1,5} h > 0,2000

Δt =	1,2167	minutos
	73,0000	segundos

Volúmen adoptado	Cubo
Altura máxima reservorio (m)	0,2500
Largo resevorio (m)	3,3000
Ancho resevorio (m)	0,3000
Volúmen almacenar (m³)	0,2475



Cota A = -0,2500 m
Cota B = -0,3500 m
Cota C = -0,1500 m
Cota D = -0,0500 m
Cota E = 0,0000 m

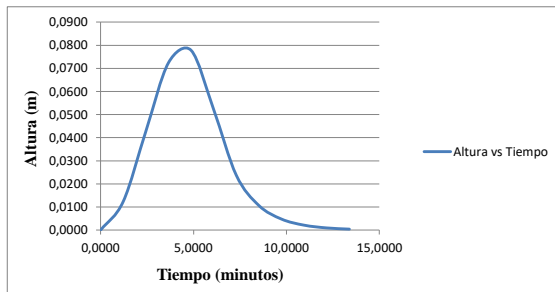
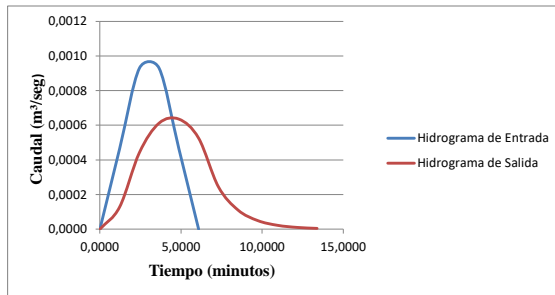
L = 13,1300 m

Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10
Altura (m)	Almacenamiento (m³)	Área perfil transversal (m²)	Área de espejo de agua (m²)	Qorificio (m³/seg)	Qtubo de descarga (m³/seg)	Qvertedero (m³/seg)	2S/Δt	(2S/Δt) + Qorif + Qdesc + Qvert	Qsalida (m³/seg)
0,0000	0,0000	0,0000	0,9900	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000	0,0000
0,0500	0,0495	0,0150	0,9900	0,0005	0,0000		0,0014	0,0019	0,0005
0,1000	0,0990	0,0300	0,9900	0,0007	0,0000		0,0027	0,0034	0,0007
0,1500	0,1485	0,0450	0,9900		0,0007		0,0041	0,0047	0,0007
0,2000	0,1980	0,0600	0,9900		0,0007	0,0000	0,0054	0,0062	0,0007
0,2500	0,2475	0,0750	0,9900		0,0008	0,0020	0,0068	0,0096	0,0029
0,3000	0,2970	0,0900	0,9900		0,0009	0,0058	0,0081	0,0148	0,0067
0,3500	0,3465	0,1050	0,9900		0,0010	0,0106	0,0095	0,0211	0,0116
0,4000	0,3960	0,1200	0,9900		0,0010	0,0164	0,0108	0,0282	0,0174
0,4500	0,4455	0,1350	0,9900		0,0011	0,0229	0,0122	0,0361	0,0239
0,5000	0,4950	0,1500	0,9900		0,0011	0,0300	0,0136	0,0447	0,0312
0,5500	0,5445	0,1650	0,9900		0,0012	0,0379	0,0149	0,0540	0,0390
0,6000	0,5940	0,1800	0,9900		0,0012	0,0463	0,0163	0,0638	0,0475
0,6500	0,6435	0,1950	0,9900		0,0013	0,0552	0,0176	0,0741	0,0565
0,7000	0,6930	0,2100	0,9900		0,0013	0,0647	0,0190	0,0850	0,0660

Columna 1 t		Columna 2 I entrada	Columna 3 It + It+1 - Qt + 2S/Δt	Columna 4 h	Columna 5 2S/Δt	Columna 6 Qt
(min)	(seg)	(m³/seg)	(m³/seg)	(m)	(m³/seg)	(m³/seg)
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1,2167	73,0000	0,0005	0,0005	0,0124	0,0003	0,0001
2,4333	146,0000	0,0009	0,0016	0,0428	0,0012	0,0004
3,6500	219,0000	0,0009	0,0026	0,0724	0,0020	0,0006
4,8667	292,0000	0,0005	0,0027	0,0778	0,0021	0,0006
6,0833	365,0000	0,0000	0,0019	0,0522	0,0014	0,0005
7,3000	438,0000	0,0000	0,0009	0,0237	0,0006	0,0002
8,5167	511,0000	0,0000	0,0004	0,0106	0,0003	0,0001
9,7333	584,0000	0,0000	0,0002	0,0048	0,0001	0,0000
10,9500	657,0000	0,0000	0,0001	0,0021	0,0001	0,0000
12,1667	730,0000	0,0000	0,0000	0,0010	0,0000	0,0000
13,3833	803,0000	0,0000	0,0000	0,0004	0,0000	0,0000

Máximo = 0,0778 0,0006

<i>I entrada</i>	
2,4333	0,0009
1,2167	0,0005
2,4333	-0,0009
1,2167	-0,0005



Trapezio	Hidrograma de Entrada
	Volúmen (m³)
1	0,02
2	0,05
3	0,07
4	0,05
5	0,02
6	0,00
7	0,00
8	0,00
9	0,00
10	0,00
11	0,00
TOTAL	0,20

Se analiza de la misma manera para la recurrencia de 10 y 100 años de período de retorno.

7.2 RESERVORIO EN CUENCA 2

Reservorio aplicado : AlbañalVolúmen a almacenar = 0,3649 m³**Dimensiones del reservorio**

Ancho = 0,3000 m
Largo = 13,1300 m
Altura = 0,3000 m

Volúmen = 1,1817 m³**Cálculo de cámara de descarga**

El caudal máximo que puedo evacuar por reglamento es en estado natural :

Q_{máx} = 0,0025 m³/seg
Q_{máx} = 2,4644 lts/seg

Predimensionamiento

Tirante (m)	Altura descarga h (m) - Nivel C	Diámetro tubo de descarga (m)	Altura vertedero (m) - Nivel D	Revancha (m) - Nivel E	Δh pendiente	Altura de entrega H (m)
0,1000	0,1000	0,0500	0,2000	0,1000	0,0172	0,1922

Se proyecta una cámara cuando lazanja este llena hasta la cota de umbral del vertedero :

$$Q_{vac} = A x \left(\frac{2 x g x H}{K} \right)^{0,5} \leq Q_{máx}$$

Adopción del diámetro del tubo de descarga del reservorio

k = suma del coeficiente de pérdidas

$$k = 0,2 + 1 + f x \frac{L}{D}$$

Pérdida en la entrada = 0,2000
Pérdida en la salida = 1,0000
Adopto f = 0,0120 plástico PVC
Fricción en el tubo (f*L/D) se puede adaptar f*L = 0,0696 m
Altura entre el umbral del vertedero y el eje de la tubería entrega H = 0,1922 m
Longitud hasta la cámara de entrega L = 5,8000 m

Diámetro (m)	Área del tubo (m ²)	f*L/D	K	Q _{vac} (m ³ /seg)	Q _{vac} (lts/seg)
0,1000	0,0079	0,6960	1,8960	0,0111	11,0716
0,0500	0,0020	1,3920	2,5920	0,0024	2,3673
0,1500	0,0177	0,4640	1,6640	0,0266	26,5911
0,1750	0,0241	0,3977	1,5977	0,0369	36,9366
0,2500	0,0491	0,2784	1,4784	0,0784	78,3637

Q_{máx} = 2,4644 lts/seg**Vaciado del reservorio**

$$Q_{vac} = C x a x (2 x g x h)^{0,5}$$

Coeficiente de orificio = 0,6100 para orificio común de pared delgada
Diámetro de orificio = 0,0500 m
Área del orificio = 0,0020 m²
Altura de carga = 0,1000 m

Q_{vac} = 0,0017 m³/seg
Q_{vac} = 1,6768 lts/seg

Q_{vac} = 0,0053 h^{0,5} 0,0000 < h < 0,1000

Tiempo de vaciado

Es función de la superficie del agua y el área del orificio

$$T_{vac} = \frac{2 x S x \sqrt{h}}{C x a x \sqrt{2 x g}}$$

S = superficie del agua = 3,9390 m²
Coeficiente del orificio = 0,6100

T_{vac} = 469,8279 segundos
T_{vac} = 0,1305 horas

Para el vaciado del reservorio, entre la cota superior de la cámara de descarga y el umbral del vertedero, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{evac} = A \times \left(\frac{2 \times g \times (h + D)}{K} \right)^{0,5}$$

Área del orificio = 0,0020 m²
K = 2,5920
Diámetro de salida = 0,0500 m

Q_{evac} = 0,0054 (h+0,05)^{0,5} 0,1000 < h < 0,2000

Vertedero de seguridad

El vertedero de seguridad debe ser capaz de descargar un caudal igual a la diferencia entre la lluvia de 100 años de período de retorno antropizada y una lluvia de 100 años de período en estado natural.

$$Q_{vertedero} = Q_{tv} - Q_{evac}$$

Qentrada TR100 años Escenario 2 = 0,0171 m³/seg
Qdescargador de fondo = 0,0024 m³/seg
Qvertedero = 0,0147 m³/seg
Qsalida TR100 años Escenario 1 = 0,0080 m³/seg

Qvertedero adoptado = 0,0080 m³/seg

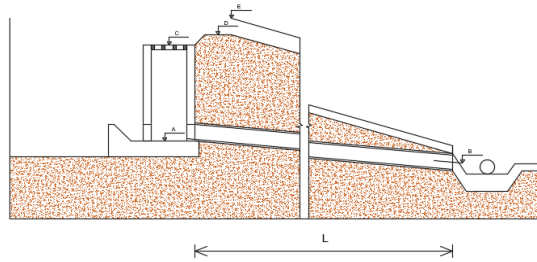
$$Q_{vertedero} = m \times b \times v \times H_v^{3/2} \times \sqrt{2 \times g}$$

m = 0,3600
Hv = 0,1000 m
bv = 0,1590 m

Qvertedero = 0,2534 (h-0,20)^{1,5} h > 0,2000

Δt =	0,8500	minutos
	51,0000	segundos

Volúmen adoptado	Cubo
Altura máxima reservorio (m)	0,3000
Largo resevorio (m)	13,1300
Ancho reservorio (m)	0,3000
Volúmen almacenar (m³)	1,1817



Cota A = -0,3000 m
Cota B = -0,4000 m
Cota C = -0,2000 m
Cota D = -0,1000 m
Cota E = 0,0000 m

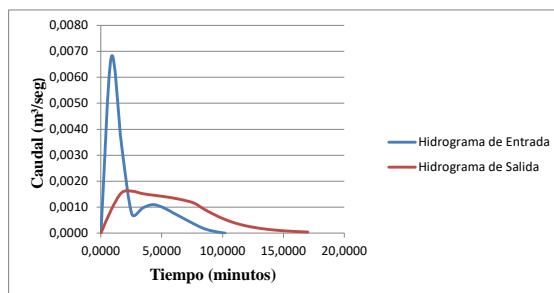
L = 5,8000 m

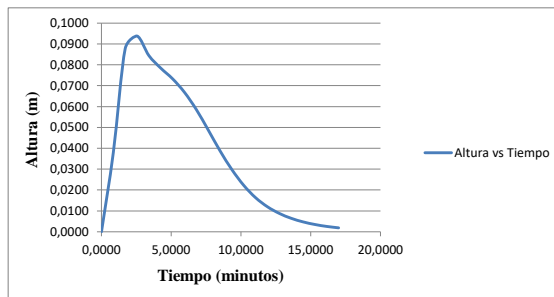
Columna 1 Altura (m)	Columna 2 Almacenamiento (m³)	Columna 3 Área perfil transversal (m²)	Columna 4 Área de espejo de agua (m²)	Columna 5 Qorificio (m³/seg)	Columna 6 Qtubo de descarga (m³/seg)	Columna 7 Qvertedero (m³/seg)	Columna 8 2S/Δt	Columna 9 (2S/Δt) + Qorif + Qdesc + Qvert	Columna 10 Qsalida (m³/seg)
0,0000	0,0000	0,0000	3,9390	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000	0,0000
0,0500	0,1970	0,0150	3,9390	0,0012	0,0000		0,0077	0,0089	0,0012
0,1000	0,3939	0,0300	3,9390	0,0017	0,0000		0,0154	0,0171	0,0017
0,1500	0,5909	0,0450	3,9390		0,0024		0,0232	0,0256	0,0024
0,2000	0,7878	0,0600	3,9390		0,0027	0,0000	0,0309	0,0336	0,0027
0,2500	0,9848	0,0750	3,9390		0,0030	0,0028	0,0386	0,0444	0,0058
0,3000	1,1817	0,0900	3,9390		0,0032	0,0080	0,0463	0,0575	0,0112
0,3500	1,3787	0,1050	3,9390		0,0034	0,0147	0,0541	0,0722	0,0181
0,4000	1,5756	0,1200	3,9390		0,0036	0,0227	0,0618	0,0881	0,0263
0,4500	1,7726	0,1350	3,9390		0,0038	0,0317	0,0695	0,1050	0,0355
0,5000	1,9695	0,1500	3,9390		0,0040	0,0416	0,0772	0,1229	0,0456
0,5500	2,1665	0,1650	3,9390		0,0042	0,0525	0,0850	0,1416	0,0567
0,6000	2,3634	0,1800	3,9390		0,0044	0,0641	0,0927	0,1612	0,0685
0,6500	2,5604	0,1950	3,9390		0,0045	0,0765	0,1004	0,1814	0,0810
0,7000	2,7573	0,2100	3,9390		0,0047	0,0896	0,1081	0,2024	0,0943

Columna 1		Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6
t	I entrada	It + It+1 - Qt + 2S/Δt	h	2S/Δt	Qt	
(min)	(seg)	(m³/seg)	(m)	(m³/seg)	(m³/seg)	
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	
0,8500	51,0000	0,0068	0,0068	0,0380	0,0059	
1,7000	102,0000	0,0034	0,0151	0,0878	0,0136	
2,5500	153,0000	0,0007	0,0161	0,0938	0,0145	
3,4000	204,0000	0,0010	0,0146	0,0844	0,0130	
4,2500	255,0000	0,0011	0,0136	0,0784	0,0121	
5,1000	306,0000	0,0010	0,0127	0,0733	0,0113	
5,9500	357,0000	0,0008	0,0117	0,0668	0,0103	
6,8000	408,0000	0,0006	0,0103	0,0586	0,0090	
7,6500	459,0000	0,0004	0,0087	0,0488	0,0075	
8,5000	510,0000	0,0002	0,0069	0,0388	0,0060	
9,3500	561,0000	0,0001	0,0053	0,0298	0,0046	
10,2000	612,0000	0,0000	0,0040	0,0222	0,0034	
11,0500	663,0000	0,0000	0,0029	0,0163	0,0025	
11,9000	714,0000	0,0000	0,0021	0,0120	0,0018	
12,7500	765,0000	0,0000	0,0016	0,0088	0,0014	
13,6000	816,0000	0,0000	0,0011	0,0064	0,0010	
14,4500	867,0000	0,0000	0,0008	0,0047	0,0007	
15,3000	918,0000	0,0000	0,0006	0,0035	0,0005	
16,1500	969,0000	0,0000	0,0005	0,0025	0,0004	
17,0000	1020,0000	0,0000	0,0003	0,0019	0,0003	

Máximo = **0,0938** **0,0016**

<i>I entrada</i>	
0,4132	0,0001
0,0235	0,0000
0,5803	-0,0044
0,4603	-0,0035
1,2510	0,0004
0,4838	0,0001
0,9698	0,0002
0,0828	0,0000
0,9698	0,0002
0,9328	0,0001
3,3172	-0,0008
0,1242	0,0000
3,3172	-0,0008
0,9742	-0,0002
3,3172	-0,0008
1,8242	-0,0005
3,3172	-0,0008
2,6742	-0,0007
1,5959	-0,0002
0,2069	0,0000
1,5959	-0,0002
1,0569	-0,0001





Trapezio	Hidrograma de Entrada
	Volúmen (m ³)
1	0,17
2	0,26
3	0,10
4	0,04
5	0,05
6	0,05
7	0,05
8	0,03
9	0,02
10	0,01
11	0,01
12	0,00
13	0,00
14	0,00
15	0,00
16	0,00
17	0,00
18	0,00
19	0,00
20	0,00
TOTAL	0,81

Se analiza de la misma manera para la recurrencia de 10 y 100 años de período de retorno.

7.3 RESERVORIO EN VEREDA Y CALLE

Reservorio aplicado : Jardín de lluviaVolúmen a almacenar = 10,1315 m³**Dimensiones del reservorio**

Ancho = 3,7000 m
Largo = 20,0000 m
Altura = 0,4000 m

Volúmen = 29,6000 m³**Cálculo de cámara de descarga**

El caudal máximo que puedo evacuar por reglamento es en estado natural :

Q_{máx} = 0,0225 m³/seg
Q_{máx} = 22,5064 lts/seg

Predimensionamiento

Tirante (m)	Altura descarga h (m) - Nivel C	Diámetro tubo de descarga (m)	Altura vertedero (m) - Nivel D	Revancha (m) - Nivel E	Δh pendiente	Altura de entrega H (m)
0,1000	0,1000	0,1100	0,3000	0,1000	0,1000	0,3450

Se proyecta una cámara cuando la zanja este llena hasta la cota de umbral del vertedero :

$$Q_{evac} = A x \left(\frac{2 x g x H}{K} \right)^{0,5} \leq Q_{máx}$$

Adopción del diámetro del tubo de descarga del reservorio

k = suma del coeficiente de pérdidas

$$k = 0,2 + 1 + f x \frac{L}{D}$$

Pérdida en la entrada = 0,2000
Pérdida en la salida = 1,0000
Adopto f = 0,0120 plástico PVC
Fricción en el tubo (f³L/D) se puede adptar f³L = 0,0120 m
Altura entre el umbral del vertedero y el eje de la tubería entrega H = 0,3450 m
Longitud hasta la cámara de entrega L = 1,0000 m

Diámetro (m)	Área del tubo (m ²)	f ³ L/D	K	Q _{evac} (m ³ /seg)	Q _{evac} (lts/seg)
0,1000	0,0079	0,1200	1,3200	0,0178	17,7758
0,1100	0,0095	0,1091	1,3091	0,0216	21,5982
0,1500	0,0177	0,0800	1,2800	0,0406	40,6157
0,1750	0,0241	0,0686	1,2686	0,0555	55,5310
0,2500	0,0491	0,0480	1,2480	0,1143	114,2588

Q_{máx} = 22,5064 lts/seg**Vaciado del reservorio**

$$Q_{vac} = C x a x (2 x g x h)^{0,5}$$

Coficiente de orificio = 0,6100 para orificio común de pared delgada
Diámetro de orificio = 0,1100 m
Área del orificio = 0,0095 m²
Altura de carga = 0,1000 m

Q_{vac} = 0,0081 m³/seg
Q_{vac} = 8,1156 lts/seg

Q_{vac} = 0,0257 h^{0,5} 0,0000 < h < 0,1000

Tiempo de vaciado

Es función de la superficie del agua y el área del orificio

$$T_{vac} = \frac{2 x S x \sqrt{h}}{C x a x \sqrt{2 x g}}$$

S = superficie del agua = 74,0000 m²
Coficiente del orificio = 0,6100

T_{vac} = 1823,6403 segundos
T_{vac} = 0,5066 horas

Para el vaciado del reservorio, entre la cota superior de la cámara de descarga y el umbral del vertedero, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{evac} = A x \left(\frac{2 x g x (h + D)}{K} \right)^{0,5}$$

Área del orificio = 0,0095 m²
K = 1,3091
Diámetro de salida = 0,1100 m

Q_{evac} = 0,0368 (h+0,11)^{0,5} 0,1000 < h < 0,3000

Vertedero de seguridad

El vertedero de seguridad debe ser capaz de descargar un caudal igual a la diferencia entre la lluvia de 100 años de período de retorno antropizada y una lluvia de 100 años de período en estado natural.

$$Q_{vertedero} = Q_{tv} - Q_{evac}$$

Qentrada TR100 años Escenario 2 = 0,0976 m³/seg
Qdescargador de fondo = 0,0216 m³/seg
Qvertedero = 0,0760 m³/seg
Qsalida TR100 años Escenario 1 = 0,0738 m³/seg

Qvertedero adoptado = 0,0738 m³/seg

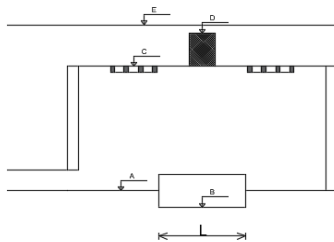
$$Q_{vertedero} = m x b v x H v^{3/2} x \sqrt{2 x g}$$

m = 0,3600
Hv = 0,1000 m
bv = 1,4647 m

Qvertedero = 2,3345 (h-0,30)^{1,5} h > 0,3000

Δt =	0,8500	minutos
	51,0000	segundos

Volumen adoptado	Cubo
Altura máxima reservorio (m)	0,4000
Largo reservorio (m)	20,0000
Ancho reservorio (m)	3,7000
Volumen almacenar (m³)	29,6000



Cota A = -0,4000 m
Cota B = -0,5000 m
Cota C = -0,3000 m
Cota D = -0,1000 m
Cota E = 0,0000 m

L = 1,0000 m

Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6	Columna 7	Columna 8	Columna 9	Columna 10
Altura (m)	Almacenamiento (m ³)	Área perfil transversal (m ²)	Área de espejo de agua (m ²)	Qorificio (m ³ /seg)	Qtubo de descarga (m ³ /seg)	Qvertedero (m ³ /seg)	2S/Δt	(2S/Δt) + Qorif + Qdesc + Qvert	Qsalida (m ³ /seg)
0,0000	0,0000	0,0000	74,0000	0,0000	0,0000		0,0000	0,0000	0,0000
0,0500	3,7000	0,1850	74,0000	0,0057	0,0000		0,1451	0,1508	0,0057
0,1000	7,4000	0,3700	74,0000	0,0081	0,0000		0,2902	0,2983	0,0081
0,1500	11,1000	0,5550	74,0000		0,0187		0,4353	0,4540	0,0187
0,2000	14,8000	0,7400	74,0000		0,0205		0,5804	0,6009	0,0205
0,2500	18,5000	0,9250	74,0000		0,0221		0,7255	0,7476	0,0221
0,3000	22,2000	1,1100	74,0000		0,0235	0,0000	0,8706	0,8941	0,0235
0,3500	25,9000	1,2950	74,0000		0,0249	0,0261	1,0157	1,0667	0,0510
0,4000	29,6000	1,4800	74,0000		0,0263	0,0738	1,1608	1,2609	0,1001
0,4500	33,3000	1,6650	74,0000		0,0275	0,1356	1,3059	1,4690	0,1631
0,5000	37,0000	1,8500	74,0000		0,0287	0,2088	1,4510	1,6885	0,2375
0,5500	40,7000	2,0350	74,0000		0,0299	0,2918	1,5961	1,9178	0,3217
0,6000	44,4000	2,2200	74,0000		0,0310	0,3836	1,7412	2,1558	0,4146
0,6500	48,1000	2,4050	74,0000		0,0321	0,4834	1,8863	2,4017	0,5154
0,7000	51,8000	2,5900	74,0000		0,0331	0,5906	2,0314	2,6551	0,6237

Columna 1		Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6
t		I entrada	$I_t + I_{t+1} - Q_t + 2S/\Delta t$	h	$2S/\Delta t$	Q_t
(min)	(seg)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)	(m)	(m ³ /seg)	(m ³ /seg)
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,8500	51,0000	0,0051	0,0051	0,0017	0,0049	0,0002
1,7000	102,0000	0,0128	0,0128	0,0075	0,0217	0,0009
2,5500	153,0000	0,0202	0,0539	0,0179	0,0518	0,0020
3,4000	204,0000	0,0276	0,0976	0,0324	0,0939	0,0037
4,2500	255,0000	0,0330	0,1508	0,0500	0,1450	0,0057
5,1000	306,0000	0,0355	0,2078	0,0693	0,2011	0,0067
5,9500	357,0000	0,0371	0,2671	0,0894	0,2595	0,0076
6,8000	408,0000	0,0368	0,3257	0,1088	0,3157	0,0100
7,6500	459,0000	0,0349	0,3774	0,1254	0,3639	0,0135
8,5000	510,0000	0,0331	0,4184	0,1386	0,4021	0,0163
9,3500	561,0000	0,0313	0,4502	0,1488	0,4317	0,0185
10,2000	612,0000	0,0269	0,4715	0,1559	0,4525	0,0190
11,0500	663,0000	0,0219	0,4824	0,1597	0,4633	0,0191
11,9000	714,0000	0,0172	0,4834	0,1600	0,4643	0,0191
12,7500	765,0000	0,0129	0,4753	0,1572	0,4563	0,0190
13,6000	816,0000	0,0090	0,4591	0,1517	0,4403	0,0188
14,4500	867,0000	0,0054	0,4359	0,1442	0,4184	0,0175
15,3000	918,0000	0,0022	0,4085	0,1354	0,3928	0,0156
16,1500	969,0000	0,0000	0,3794	0,1260	0,3657	0,0136
17,0000	1020,0000	0,0000	0,3521	0,1173	0,3403	0,0118
17,8500	1071,0000	0,0000	0,3285	0,1097	0,3183	0,0102
18,7000	1122,0000	0,0000	0,3081	0,1032	0,2993	0,0088
19,5500	1173,0000	0,0000	0,2906	0,0974	0,2826	0,0080
20,4000	1224,0000	0,0000	0,2746	0,0920	0,2668	0,0077
21,2500	1275,0000	0,0000	0,2591	0,0867	0,2516	0,0075
22,1000	1326,0000	0,0000	0,2441	0,0816	0,2369	0,0072
22,9500	1377,0000	0,0000	0,2297	0,0767	0,2227	0,0070
23,8000	1428,0000	0,0000	0,2156	0,0720	0,2089	0,0068
24,6500	1479,0000	0,0000	0,2021	0,0674	0,1955	0,0066
25,5000	1530,0000	0,0000	0,1889	0,0629	0,1826	0,0064
26,3500	1581,0000	0,0000	0,1762	0,0586	0,1701	0,0061
27,2000	1632,0000	0,0000	0,1639	0,0544	0,1580	0,0059
28,0500	1683,0000	0,0000	0,1520	0,0504	0,1463	0,0058
28,9000	1734,0000	0,0000	0,1405	0,0466	0,1352	0,0053
29,7500	1785,0000	0,0000	0,1298	0,0430	0,1249	0,0049
30,6000	1836,0000	0,0000	0,1200	0,0398	0,1154	0,0046
31,4500	1887,0000	0,0000	0,1108	0,0367	0,1066	0,0042
32,3000	1938,0000	0,0000	0,1024	0,0339	0,0985	0,0039
33,1500	1989,0000	0,0000	0,0946	0,0314	0,0910	0,0036
34,0000	2040,0000	0,0000	0,0874	0,0290	0,0841	0,0033
34,8500	2091,0000	0,0000	0,0808	0,0268	0,0777	0,0031
35,7000	2142,0000	0,0000	0,0746	0,0247	0,0718	0,0028
36,5500	2193,0000	0,0000	0,0689	0,0229	0,0663	0,0026
37,4000	2244,0000	0,0000	0,0637	0,0211	0,0613	0,0024
38,2500	2295,0000	0,0000	0,0588	0,0195	0,0566	0,0022
39,1000	2346,0000	0,0000	0,0544	0,0180	0,0523	0,0021
39,9500	2397,0000	0,0000	0,0502	0,0166	0,0483	0,0019
40,8000	2448,0000	0,0000	0,0464	0,0154	0,0446	0,0018
41,6500	2499,0000	0,0000	0,0429	0,0142	0,0412	0,0016
42,5000	2550,0000	0,0000	0,0396	0,0131	0,0381	0,0015
43,3500	2601,0000	0,0000	0,0366	0,0121	0,0352	0,0014
44,2000	2652,0000	0,0000	0,0338	0,0112	0,0325	0,0013
45,0500	2703,0000	0,0000	0,0312	0,0104	0,0301	0,0012
45,9000	2754,0000	0,0000	0,0289	0,0096	0,0278	0,0011
46,7500	2805,0000	0,0000	0,0267	0,0088	0,0257	0,0010
47,6000	2856,0000	0,0000	0,0246	0,0082	0,0237	0,0009
48,4500	2907,0000	0,0000	0,0228	0,0075	0,0219	0,0009
49,3000	2958,0000	0,0000	0,0210	0,0070	0,0202	0,0008
50,1500	3009,0000	0,0000	0,0194	0,0064	0,0187	0,0007
51,0000	3060,0000	0,0000	0,0180	0,0060	0,0173	0,0007
51,8500	3111,0000	0,0000	0,0166	0,0055	0,0160	0,0006
52,7000	3162,0000	0,0000	0,0153	0,0051	0,0147	0,0006
53,5500	3213,0000	0,0000	0,0142	0,0047	0,0136	0,0005
54,4000	3264,0000	0,0000	0,0131	0,0043	0,0126	0,0005
55,2500	3315,0000	0,0000	0,0121	0,0040	0,0116	0,0005
56,1000	3366,0000	0,0000	0,0112	0,0037	0,0107	0,0004
56,9500	3417,0000	0,0000	0,0103	0,0034	0,0099	0,0004
57,8000	3468,0000	0,0000	0,0095	0,0032	0,0092	0,0004
58,6500	3519,0000	0,0000	0,0088	0,0029	0,0085	0,0003
59,5000	3570,0000	0,0000	0,0081	0,0027	0,0078	0,0003
60,3500	3621,0000	0,0000	0,0075	0,0025	0,0072	0,0003
61,2000	3672,0000	0,0000	0,0069	0,0023	0,0067	0,0003
62,0500	3723,0000	0,0000	0,0064	0,0021	0,0062	0,0002
62,9000	3774,0000	0,0000	0,0059	0,0020	0,0057	0,0002
63,7500	3825,0000	0,0000	0,0055	0,0018	0,0053	0,0002
64,6000	3876,0000	0,0000	0,0051	0,0017	0,0049	0,0002
65,4500	3927,0000	0,0000	0,0047	0,0015	0,0045	0,0002
66,3000	3978,0000	0,0000	0,0043	0,0014	0,0042	0,0002
67,1500	4029,0000	0,0000	0,0040	0,0013	0,0038	0,0002
68,0000	4080,0000	0,0000	0,0037	0,0012	0,0035	0,0001
68,8500	4131,0000	0,0000	0,0034	0,0011	0,0033	0,0001
69,7000	4182,0000	0,0000	0,0031	0,0010	0,0030	0,0001
70,5500	4233,0000	0,0000	0,0029	0,0010	0,0028	0,0001
71,4000	4284,0000	0,0000	0,0027	0,0009	0,0026	0,0001
72,2500	4335,0000	0,0000	0,0025	0,0008	0,0024	0,0001
73,1000	4386,0000	0,0000	0,0023	0,0008	0,0022	0,0001
73,9500	4437,0000	0,0000	0,0021	0,0007	0,0020	0,0001
74,8000	4488,0000	0,0000	0,0020	0,0006	0,0019	0,0001
75,6500	4539,0000	0,0000	0,0018	0,0006	0,0017	0,0001
76,5000	4590,0000	0,0000	0,0017	0,0006	0,0016	0,0001

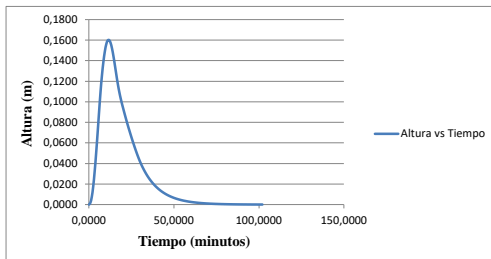
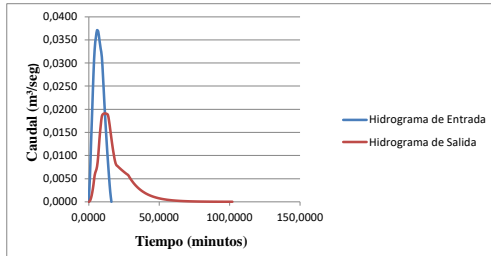
77,3500	4641,0000	0,0000	0,0015	0,0005	0,0015	0,0001
78,2000	4692,0000	0,0000	0,0014	0,0005	0,0014	0,0001
79,0500	4743,0000	0,0000	0,0013	0,0004	0,0013	0,0001
79,9000	4794,0000	0,0000	0,0012	0,0004	0,0012	0,0000
80,7500	4845,0000	0,0000	0,0011	0,0004	0,0011	0,0000
81,6000	4896,0000	0,0000	0,0010	0,0003	0,0010	0,0000
82,4500	4947,0000	0,0000	0,0010	0,0003	0,0009	0,0000
83,3000	4998,0000	0,0000	0,0009	0,0003	0,0009	0,0000
84,1500	5049,0000	0,0000	0,0008	0,0003	0,0008	0,0000
85,0000	5100,0000	0,0000	0,0008	0,0003	0,0007	0,0000
85,8500	5151,0000	0,0000	0,0007	0,0002	0,0007	0,0000
86,7000	5202,0000	0,0000	0,0006	0,0002	0,0006	0,0000
87,5500	5253,0000	0,0000	0,0006	0,0002	0,0006	0,0000
88,4000	5304,0000	0,0000	0,0006	0,0002	0,0005	0,0000
89,2500	5355,0000	0,0000	0,0005	0,0002	0,0005	0,0000
90,1000	5406,0000	0,0000	0,0005	0,0002	0,0005	0,0000
90,9500	5457,0000	0,0000	0,0004	0,0001	0,0004	0,0000
91,8000	5508,0000	0,0000	0,0004	0,0001	0,0004	0,0000
92,6500	5559,0000	0,0000	0,0004	0,0001	0,0004	0,0000
93,5000	5610,0000	0,0000	0,0003	0,0001	0,0003	0,0000
94,3500	5661,0000	0,0000	0,0003	0,0001	0,0003	0,0000
95,2000	5712,0000	0,0000	0,0003	0,0001	0,0003	0,0000
96,0500	5763,0000	0,0000	0,0003	0,0001	0,0003	0,0000
96,9000	5814,0000	0,0000	0,0003	0,0001	0,0002	0,0000
97,7500	5865,0000	0,0000	0,0002	0,0001	0,0002	0,0000
98,6000	5916,0000	0,0000	0,0002	0,0001	0,0002	0,0000
99,4500	5967,0000	0,0000	0,0002	0,0001	0,0002	0,0000
100,3000	6018,0000	0,0000	0,0002	0,0001	0,0002	0,0000
101,1500	6069,0000	0,0000	0,0002	0,0001	0,0002	0,0000
102,0000	6120,0000	0,0000	0,0002	0,0001	0,0001	0,0000

Máximo = **0,1600** **0,0191**

Lentrada

0,5043	0,0037
0,3457	0,0025
0,3070	0,0035
0,1870	0,0021
0,3070	0,0033
0,0283	0,0003
0,1973	0,0009
0,0669	0,0003
0,5043	0,0020
0,4126	0,0016
0,5043	0,0012
0,2539	0,0006
1,0007	0,0016
0,5996	0,0010
3,1755	-0,0068
0,4489	-0,0010
3,1755	-0,0068
1,2989	-0,0028
3,1755	-0,0068
2,1489	-0,0046
3,1755	-0,0068
2,9989	-0,0064
1,4209	-0,0084
0,6734	-0,0040
0,5043	-0,0028
0,0433	-0,0002
0,5043	-0,0027

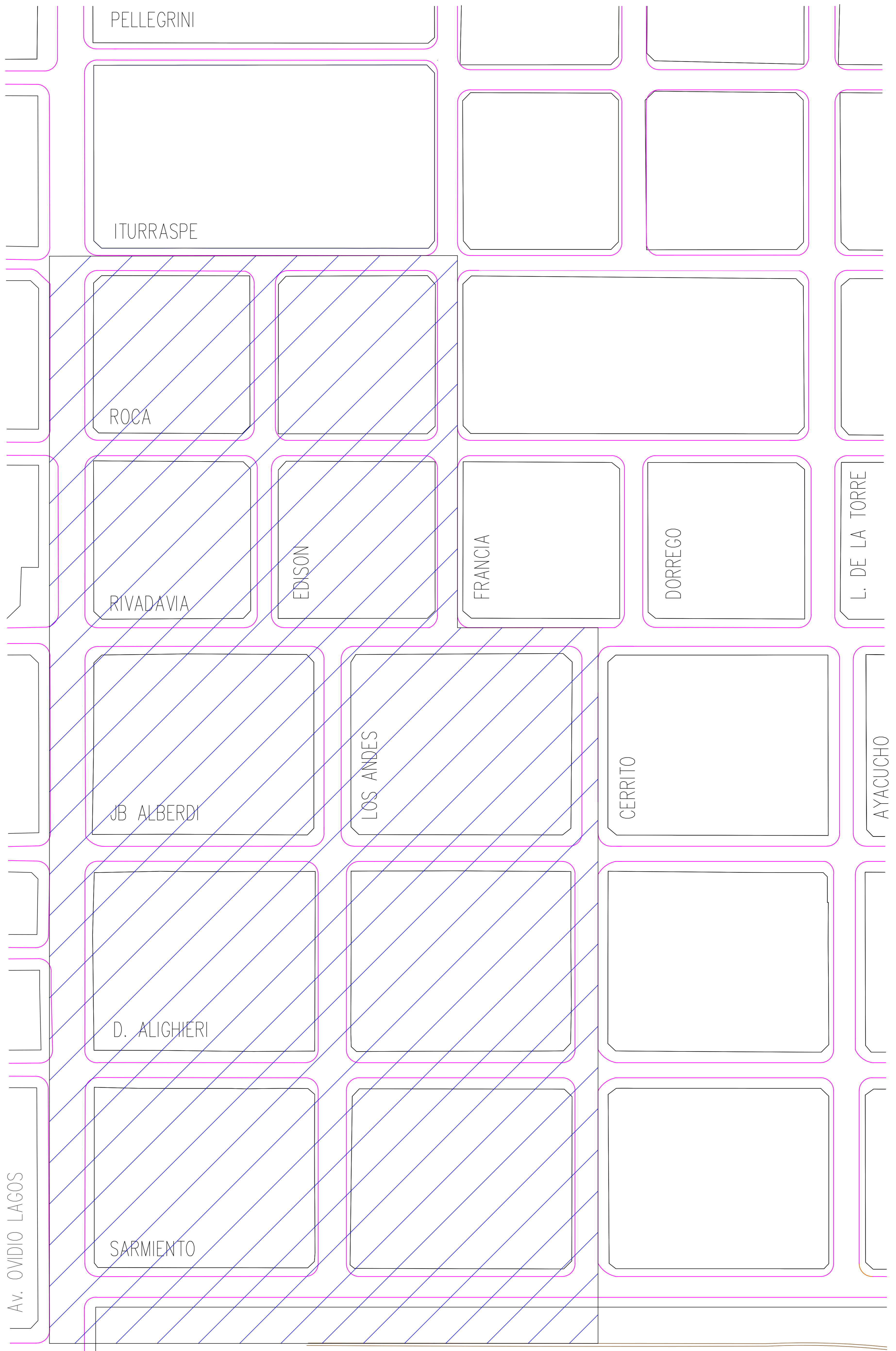
0,3890	-0,0021
0,5043	-0,0024
0,2303	-0,0011
0,5043	-0,0022
0,0716	-0,0003
0,5043	-0,0020
0,4173	-0,0017
1,3406	-0,0051
0,7630	-0,0029



Trapezio	Hidrograma de Entrada
	Volúmen (m³)
1	0,13
2	0,46
3	0,84
4	1,22
5	1,55
6	1,75
7	1,85
8	1,88
9	1,83
10	1,74
11	1,64
12	1,48
13	1,25
14	1,00
15	0,77
16	0,56
17	0,37
18	0,19
19	0,06
20	0,00
21	0,00
22	0,00
23	0,00
24	0,00
25	0,00
26	0,00
27	0,00
28	0,00
29	0,00
30	0,00
31	0,00
32	0,00
33	0,00
34	0,00
35	0,00

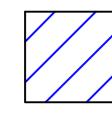
36	0,00
37	0,00
38	0,00
39	0,00
40	0,00
41	0,00
42	0,00
43	0,00
44	0,00
45	0,00
46	0,00
47	0,00
48	0,00
49	0,00
50	0,00
51	0,00
52	0,00
53	0,00
54	0,00
55	0,00
56	0,00
57	0,00
58	0,00
59	0,00
60	0,00
61	0,00
62	0,00
63	0,00
64	0,00
65	0,00
66	0,00
67	0,00
68	0,00
69	0,00
70	0,00
71	0,00
72	0,00
73	0,00
74	0,00
75	0,00
76	0,00
77	0,00
78	0,00
79	0,00
80	0,00
81	0,00
82	0,00
83	0,00
84	0,00
85	0,00
86	0,00
87	0,00
88	0,00
89	0,00
90	0,00
91	0,00
92	0,00
93	0,00
94	0,00
95	0,00
96	0,00
97	0,00
98	0,00
99	0,00
100	0,00
101	0,00
102	0,00
103	0,00
104	0,00
105	0,00
106	0,00
107	0,00
108	0,00
109	0,00
110	0,00
111	0,00
112	0,00
113	0,00
114	0,00
115	0,00
116	0,00
117	0,00
118	0,00
119	0,00
120	0,00
Δ	0,37
TOTAL	20,17

Se analiza de la misma manera para la recurrencia de 10 y 100 años de periodo de retorno.

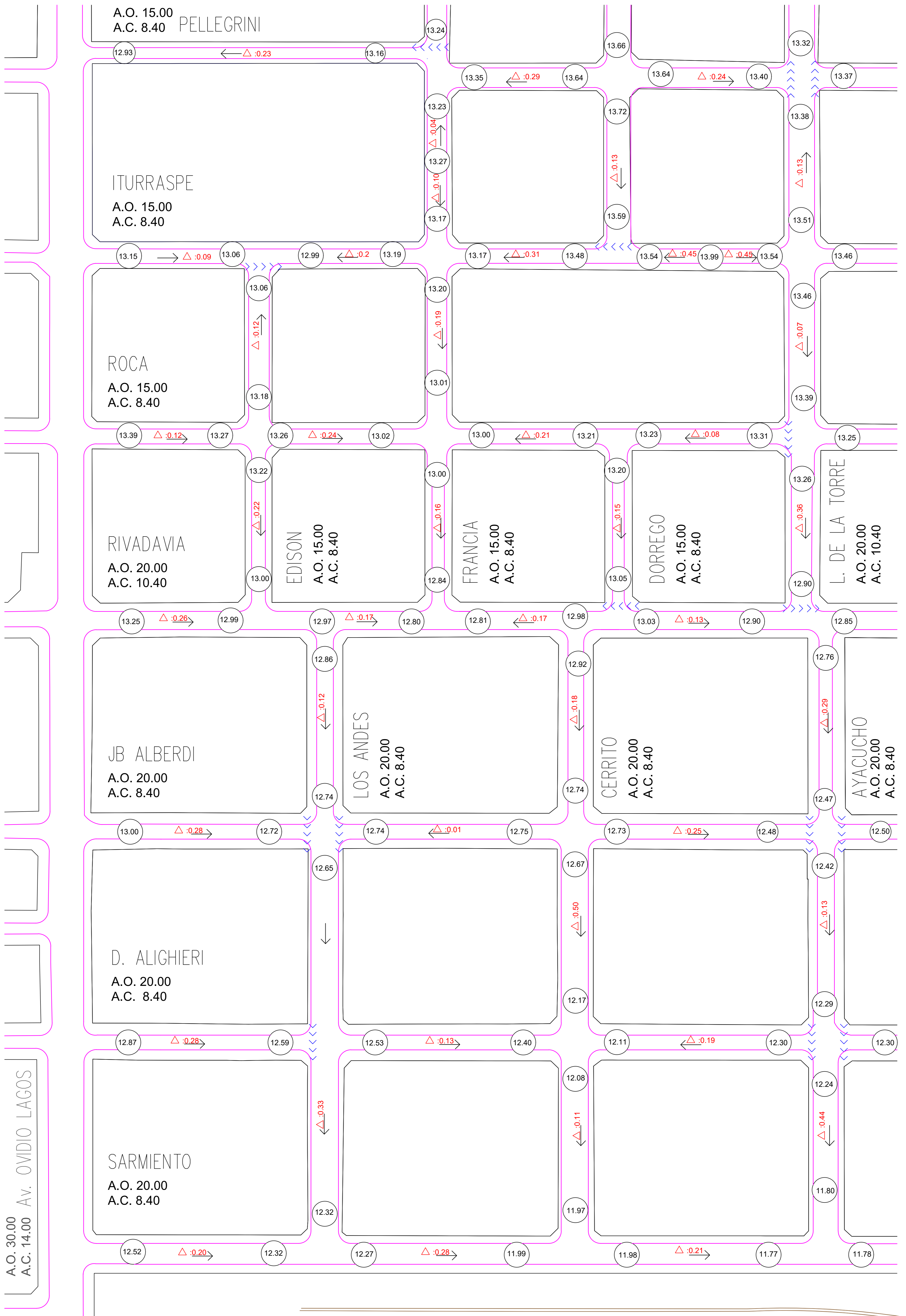


VÍAS DEL FERROCARRIL MITRE

REFERENCIAS

 CUENCA DE ESTUDIO

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.		Ingeniería Civil
PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto Alumno : Federico Murtagh		
Escala : 1 : 100	Tema : Cuenca de estudio	

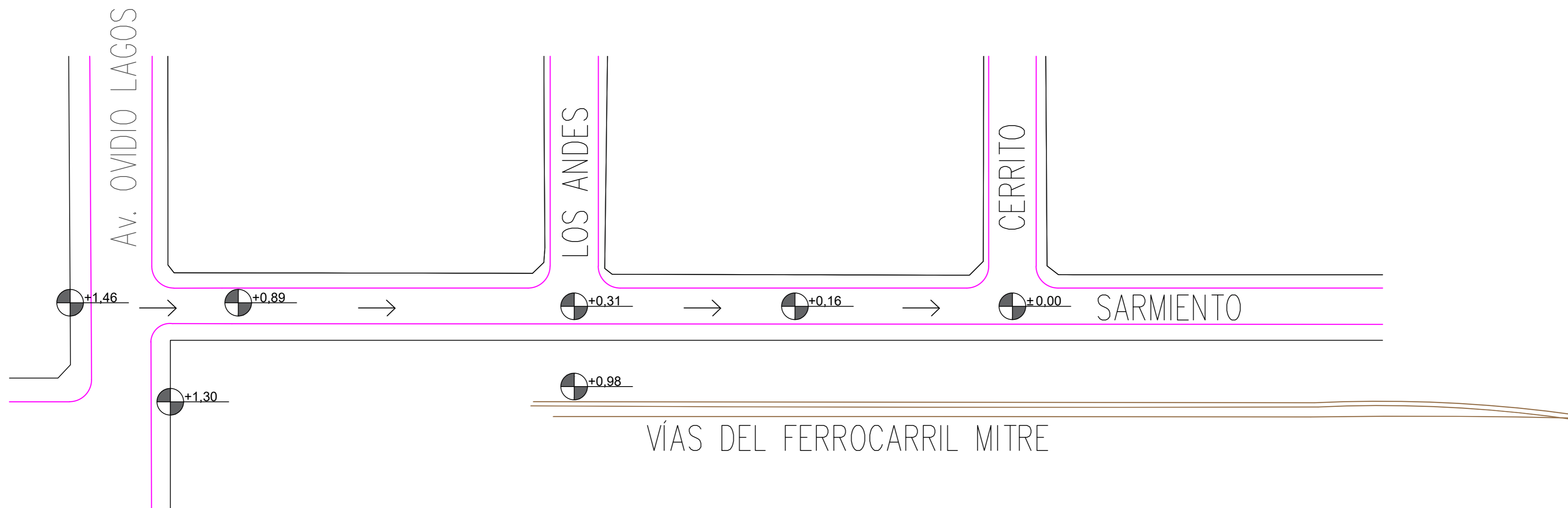


REFERENCIAS

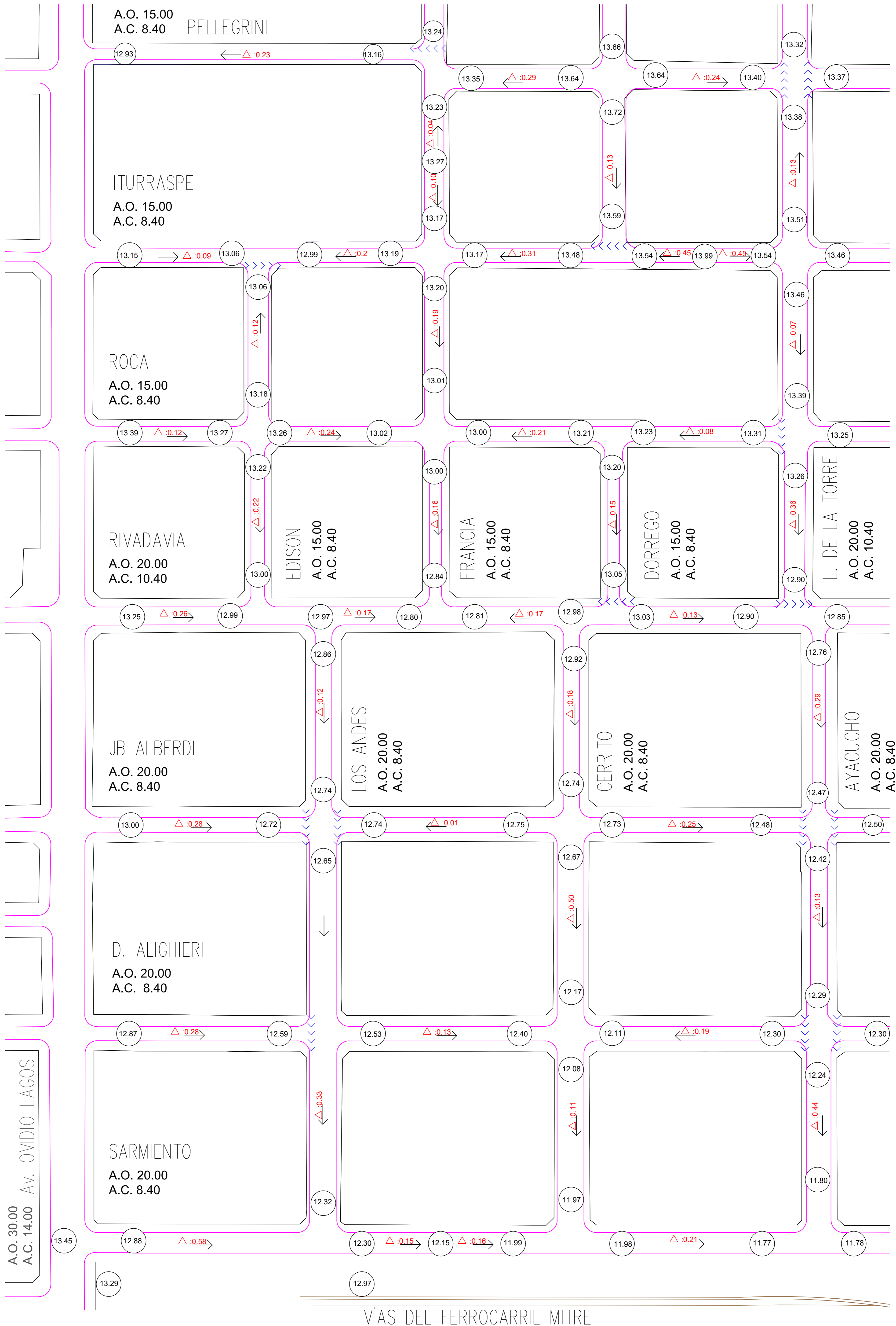
- >>>> BADENES
- (13.38) COTA DE CUNETA PAVIMENTO
- DIRECCIÓN DE PENDIENTE
- A. O. ANCHO OFICIAL
- A. C. ANCHO DE CALZADA

VÍAS DEL FERROCARRIL MITRE

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.		Ingeniería Civil
PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto Alumno : Federico Murtagh		
Escala :	Tema :	
1 : 100	Plano de pavimento cuenca de estudio	

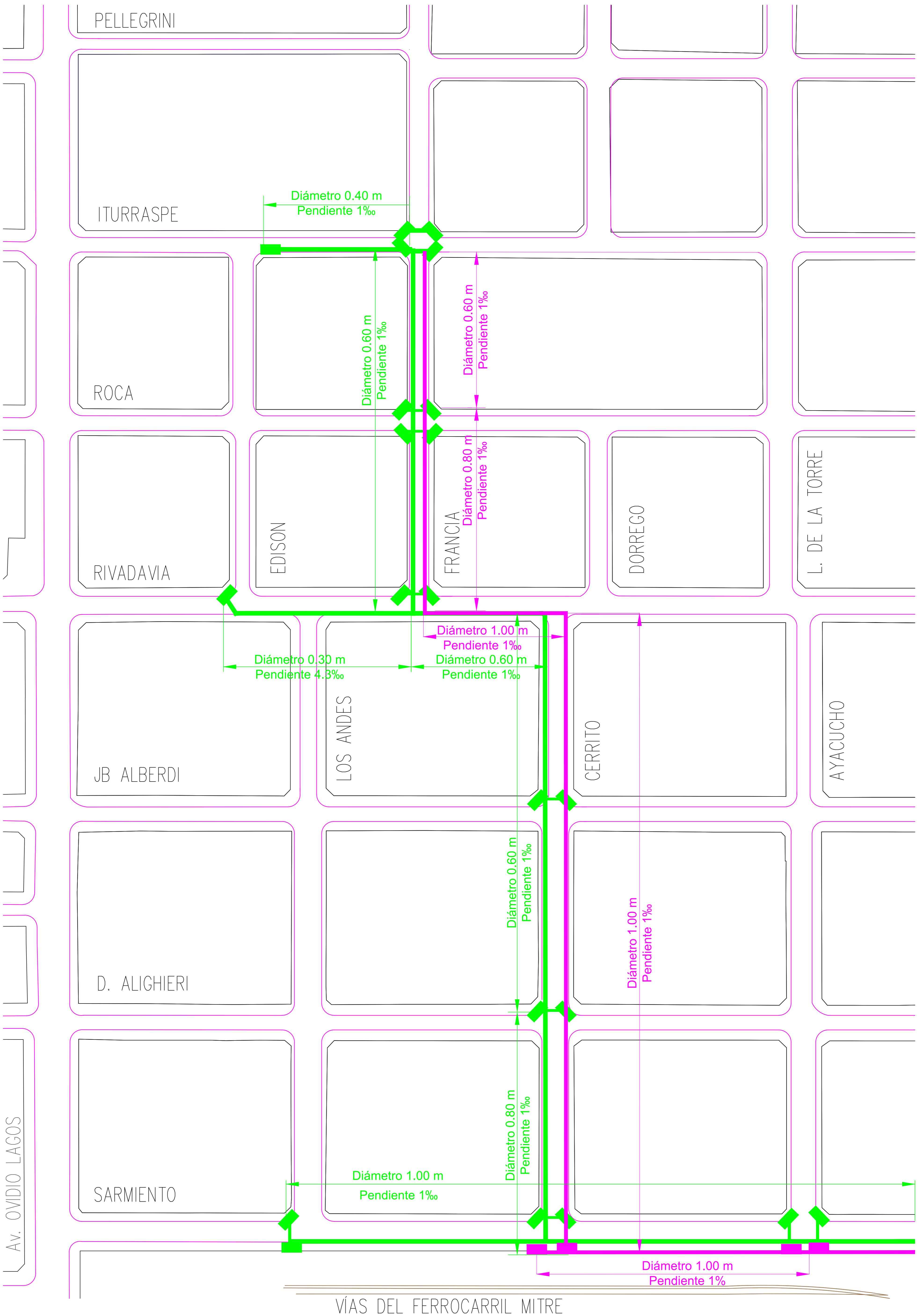


UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.		
PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto		
Alumno : Federico Murtagh		Ingeniería Civil
Escala :	Tema :	
1 : 100	Actualización plano de pavimento cuenca de estudio	



VÍAS DEL FERROCARRIL MITRE

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.		Ingeniería Civil
PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto		
Alumno : Federico Murtagh		
Escala :	Tema :	Ingeniería Civil
1 : 100	Actualización plano de pavimento cuenca de estudio	



REFERENCIAS

- █ DESAGÜE EXISTENTE
- █ DESAGÜE A CONSTRUIR

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.

PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto

Alumno : Federico Murtagh

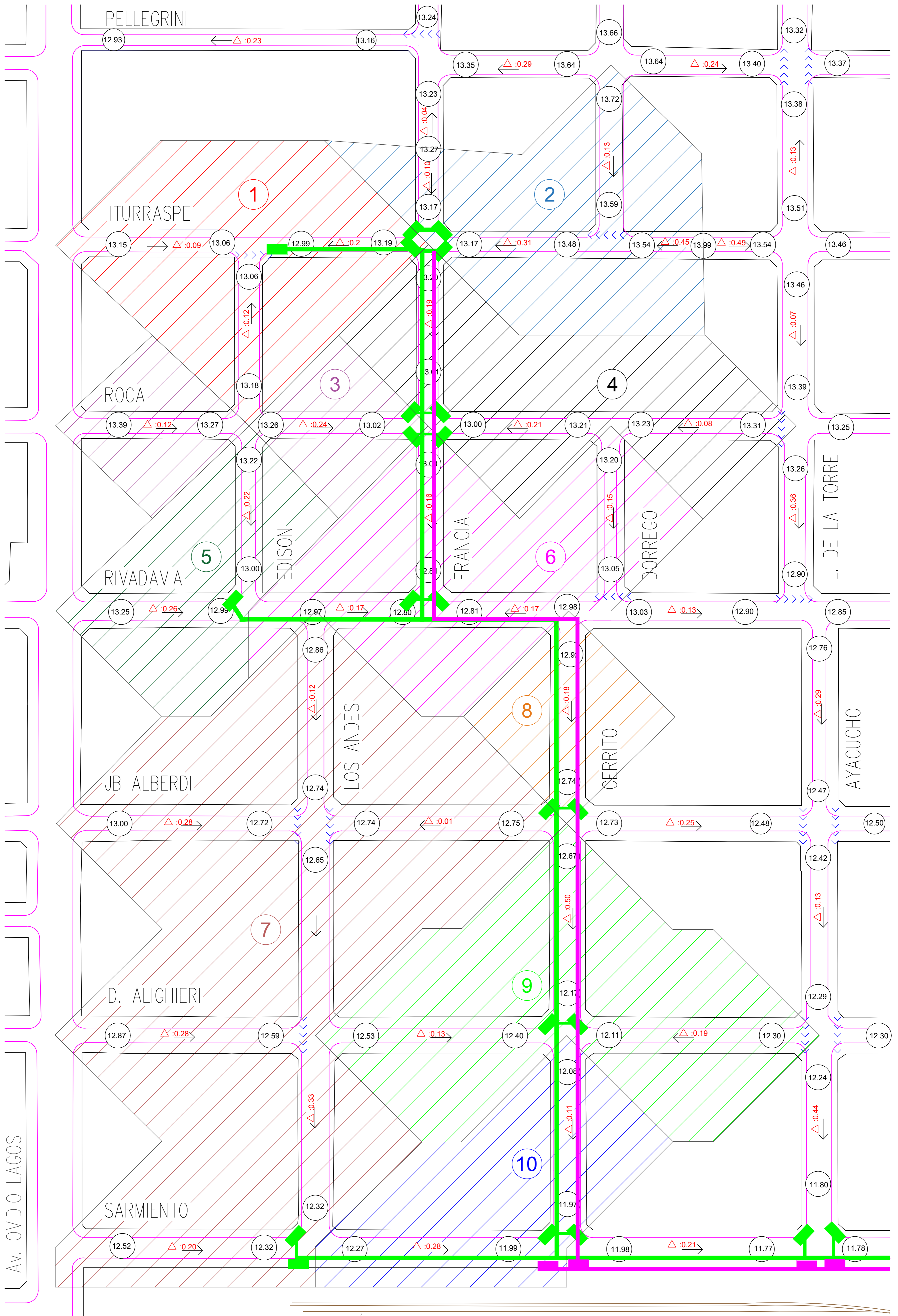
Escala :

1 : 100

Tema :

Plano de desagües cuenca de estudio

Ingeniería Civil



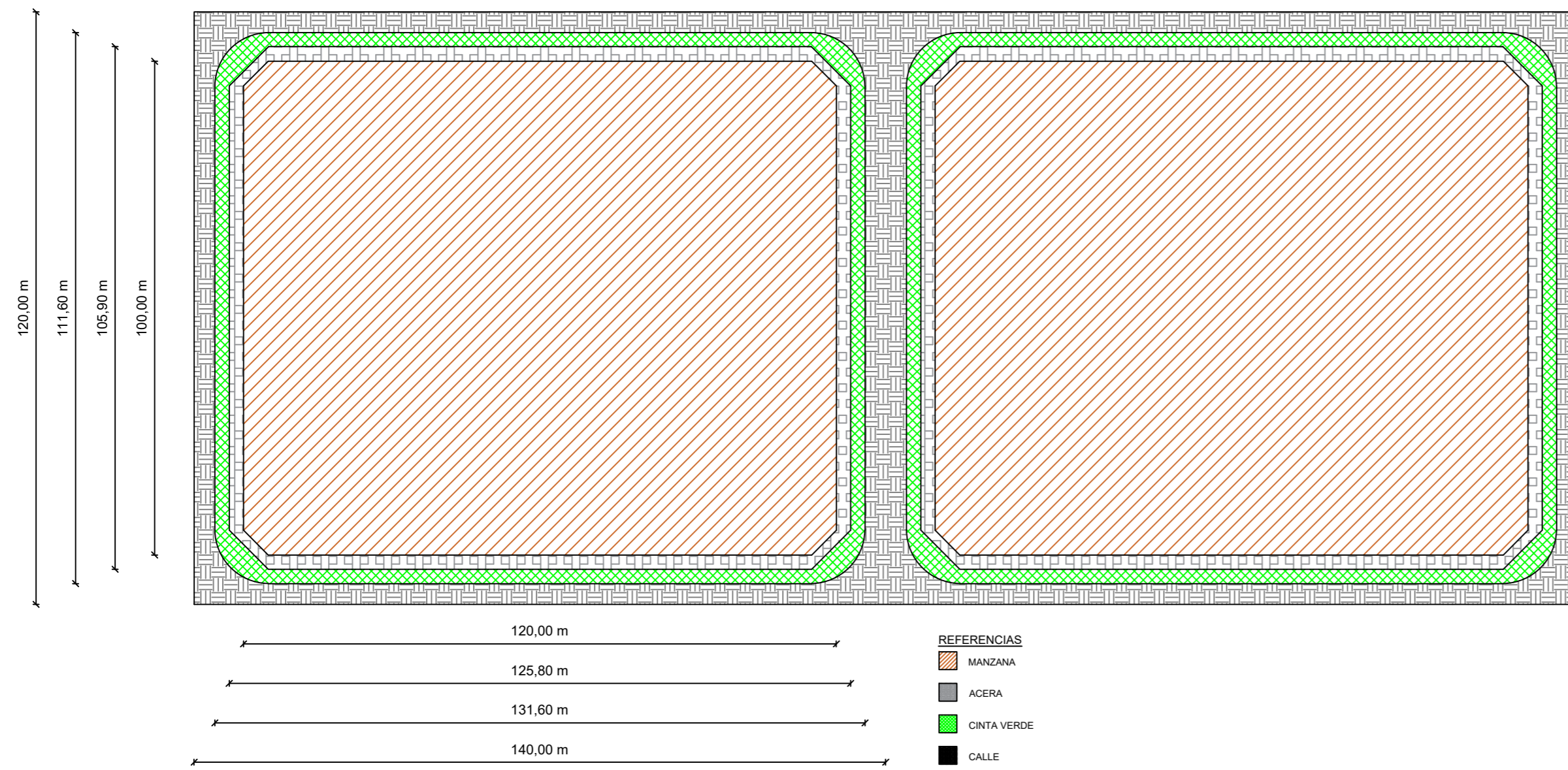
REFERENCIAS

- >>>> BADENES
- (13.38) COTA DE CUNETA PAVIMENTO
- DIRECCIÓN DE PENDIENTE
- DESAGÜE EXISTENTE
- DESAGÜE A CONSTRUIR
- ▨ SUBCUENCA 1
- ▨ SUBCUENCA 2
- ▨ SUBCUENCA 3
- ▨ SUBCUENCA 4
- ▨ SUBCUENCA 5
- ▨ SUBCUENCA 6
- ▨ SUBCUENCA 7
- ▨ SUBCUENCA 8
- ▨ SUBCUENCA 9
- ▨ SUBCUENCA 10

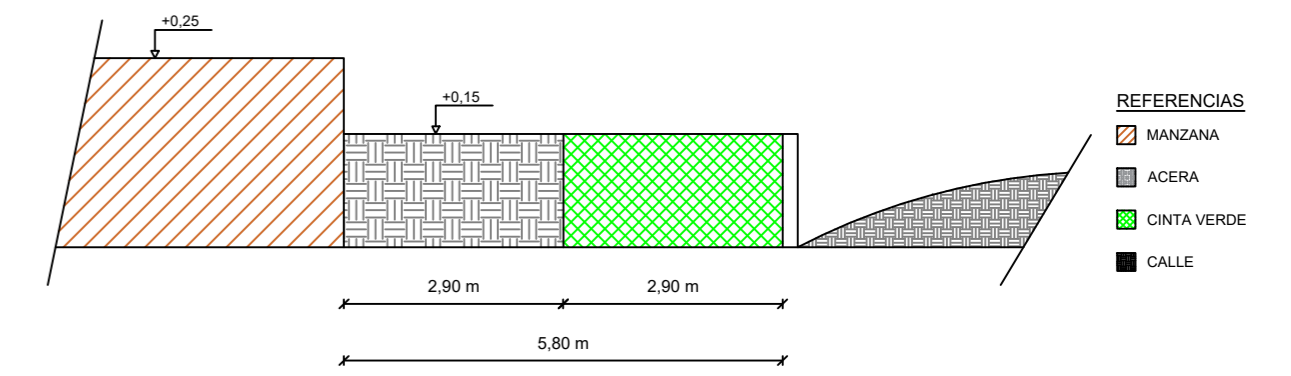
VÍAS DEL FERROCARRIL MITRE

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.	
PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto	
Alumno : Federico Murtagh	
Escala : 1 : 100	Tema : Determinación de subcuencas
Ingeniería Civil	

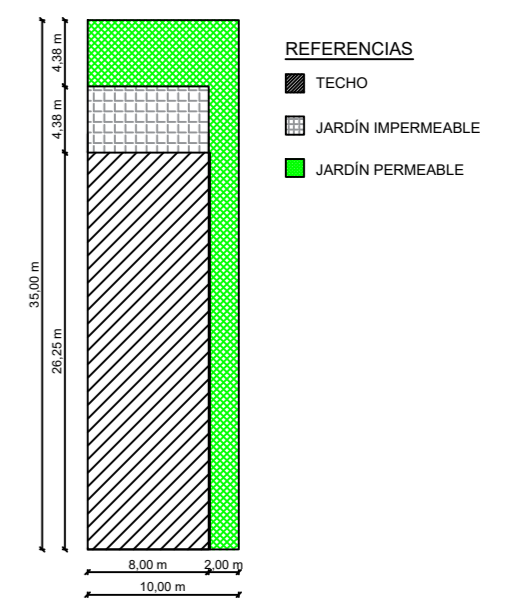
VISTA EN PLANTA



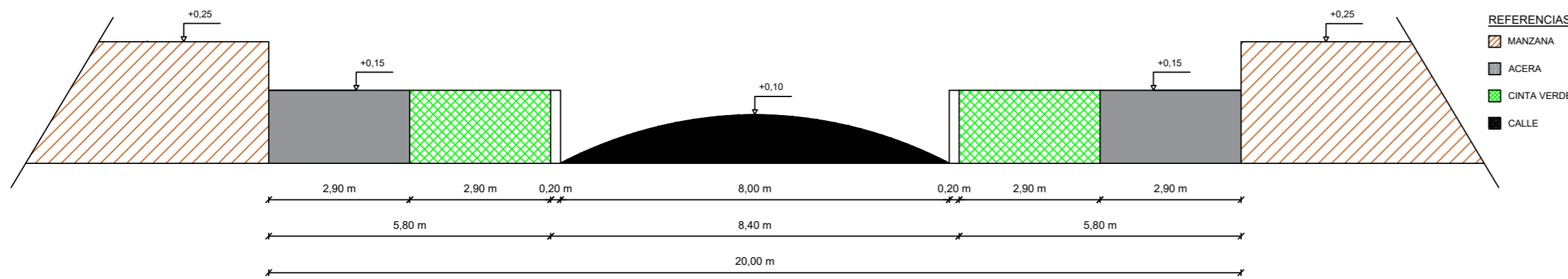
VEREDA



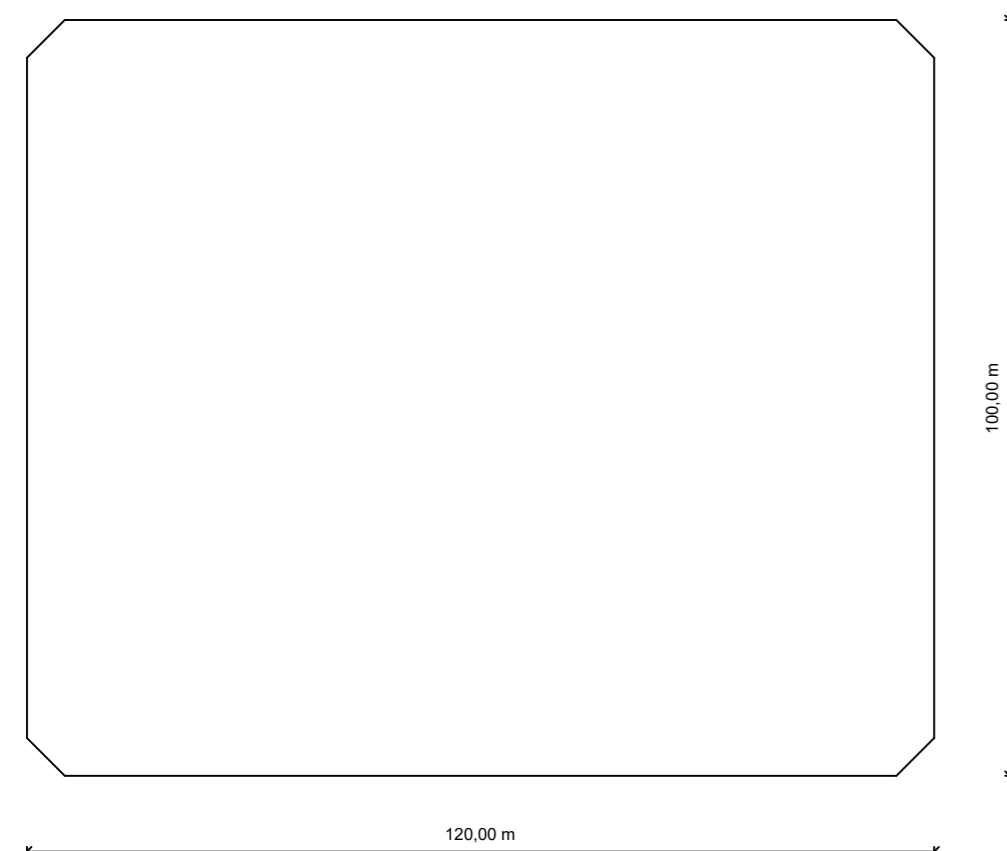
LOTE



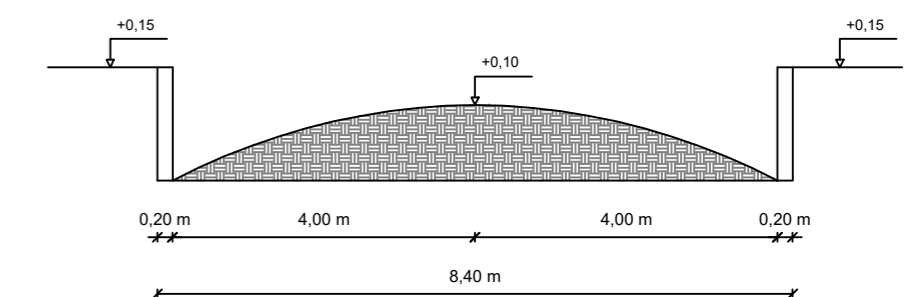
VISTA EN CORTE



MANZANA



CALLE



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.

PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto

Alumno : Federico Murtagh

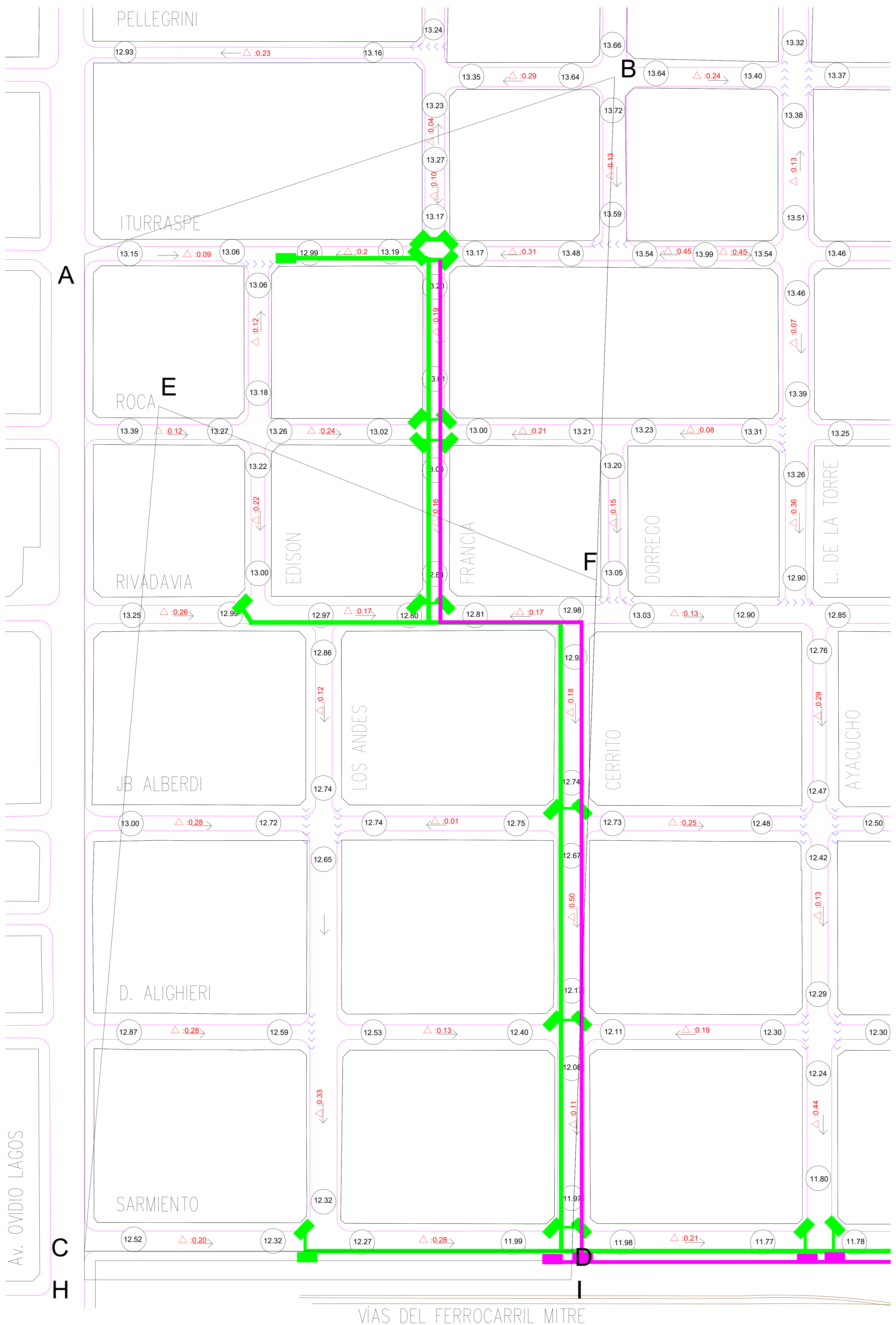
Escala :

1 : 50

Tema :

Hipótesis inicial

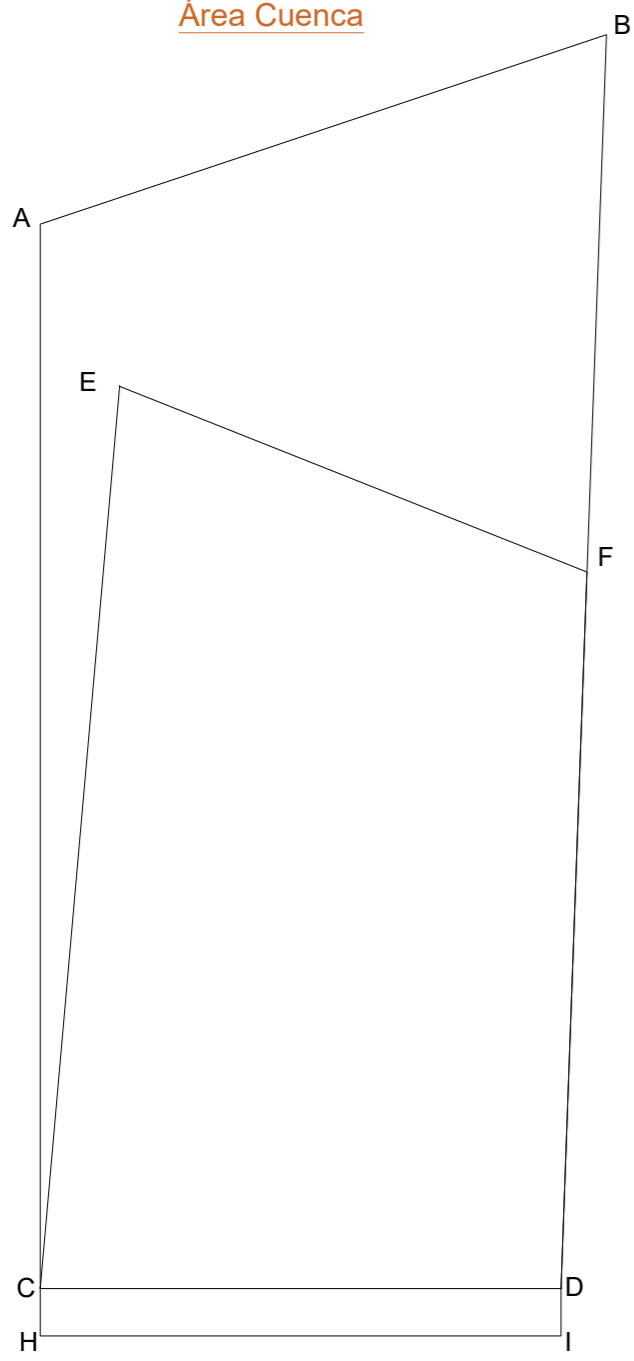
Ingeniería Civil



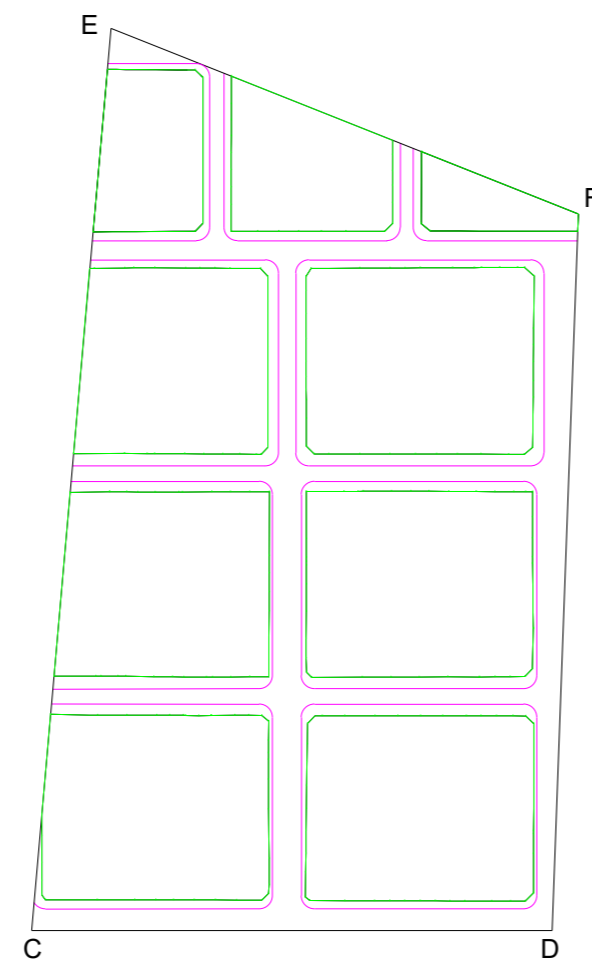
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.		
PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto		
Alumno : Federico Murtagh		
Escala :	Tema :	Ingeniería Civil
1:100	Altura - Área de inundación - Volúmen de inundación	

Altura $h = 1.00$ m

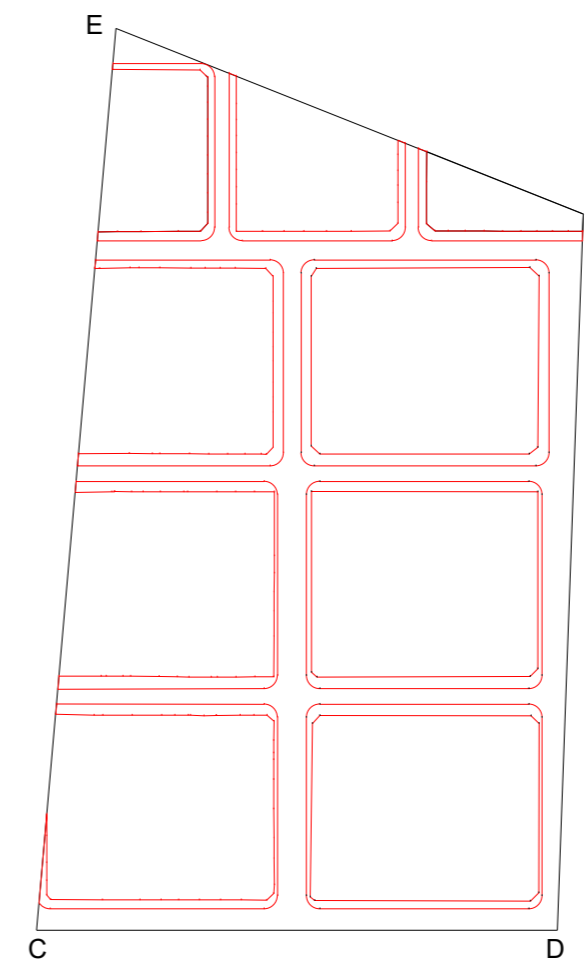
Área Cuenca



Área Manzana



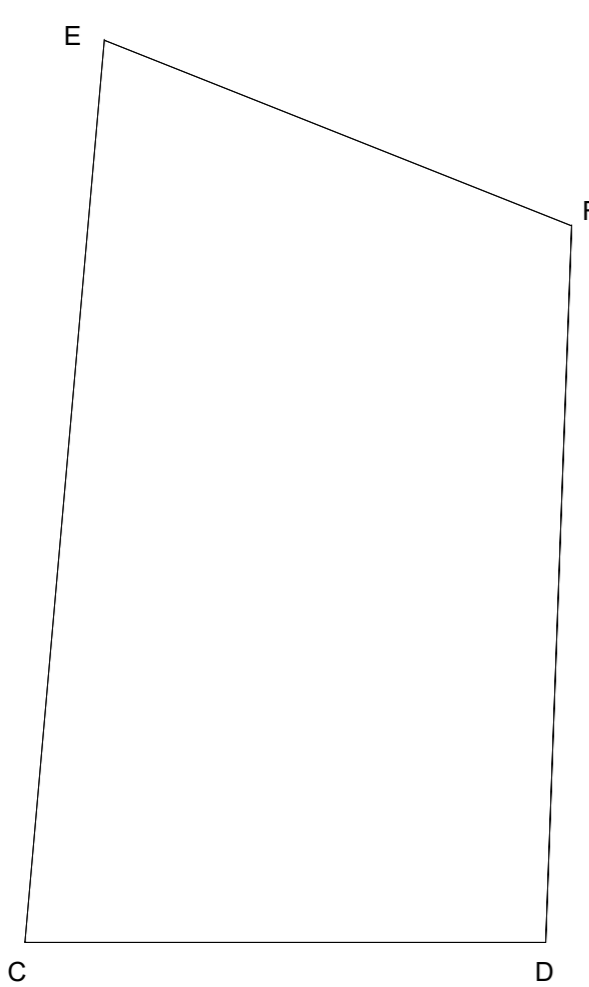
Área Vereda



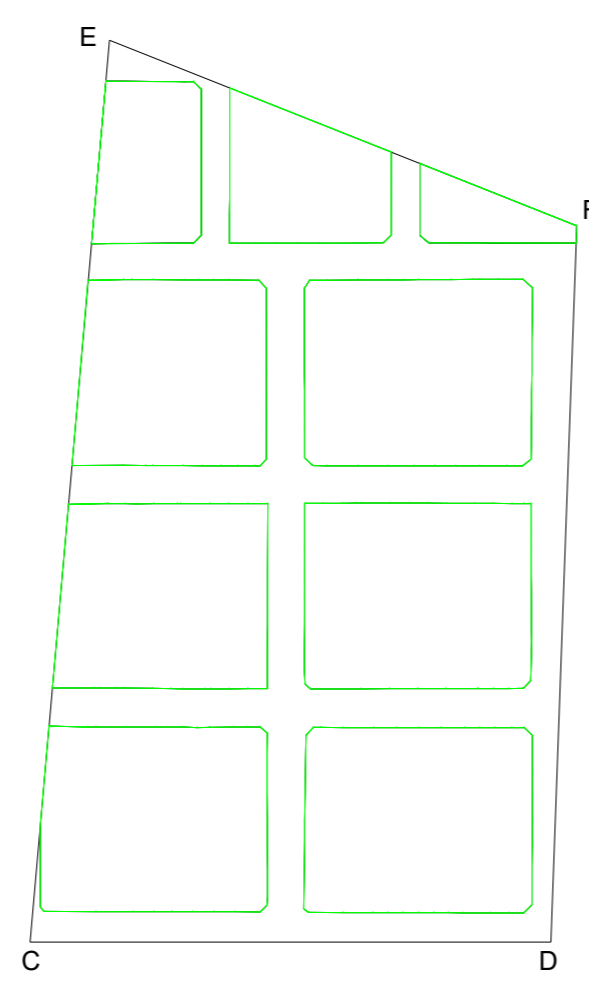
Área Adicional



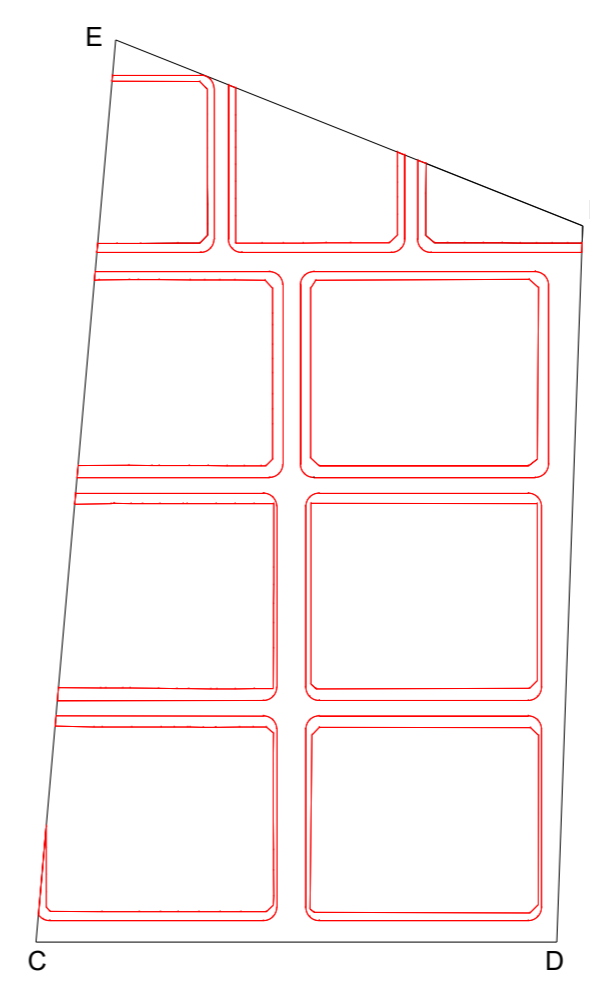
Volúmen Cuenca



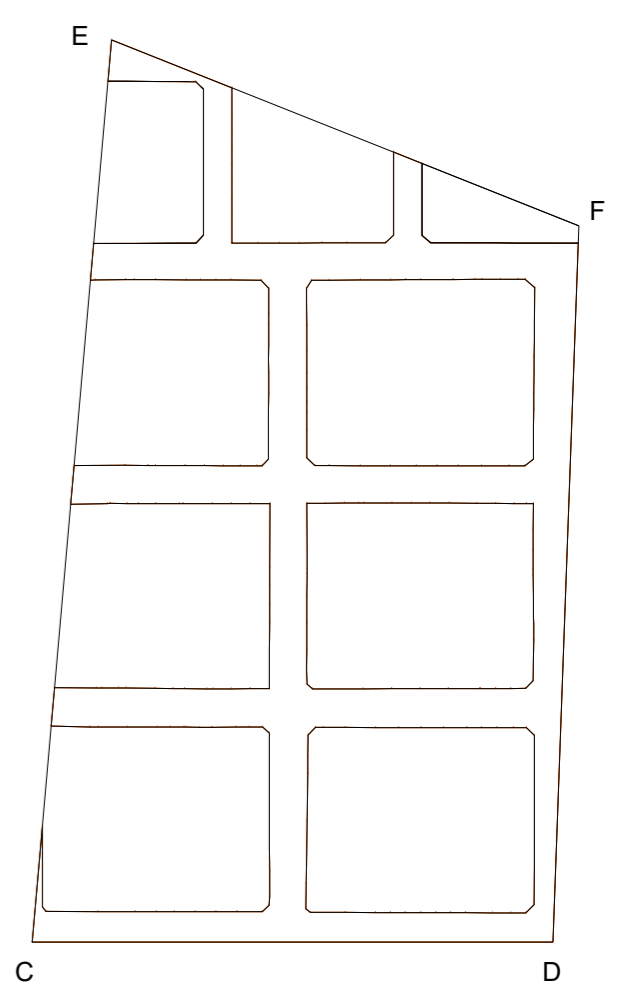
Volúmen Manzana



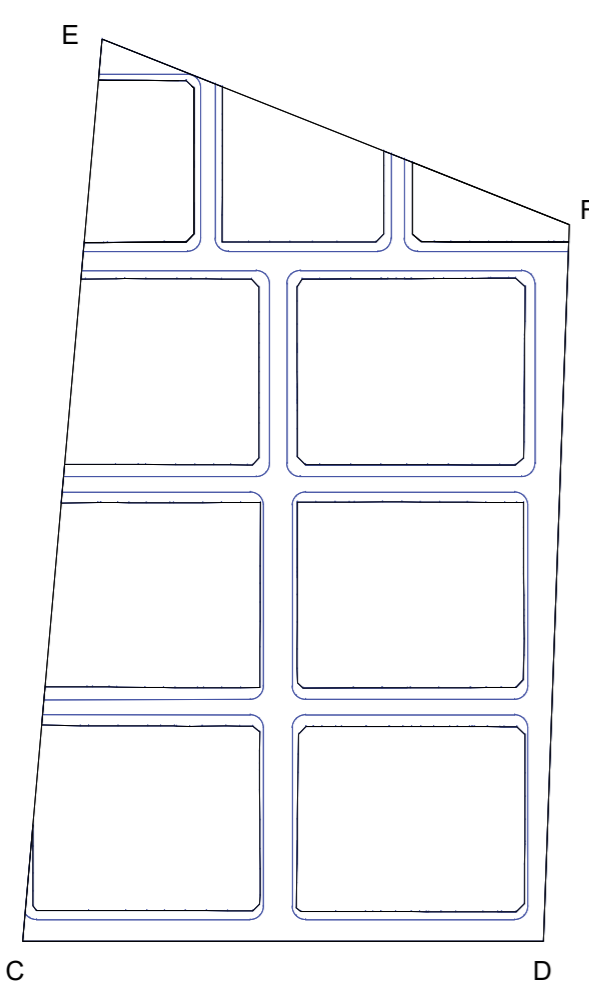
Volúmen Vereda



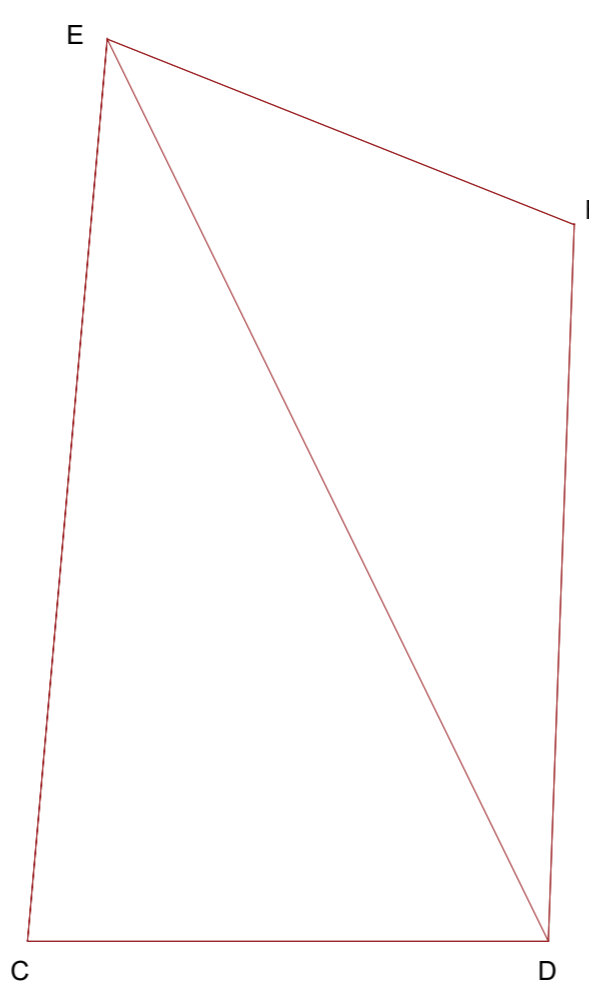
Volúmen Cuenca - Volúmen Manzana



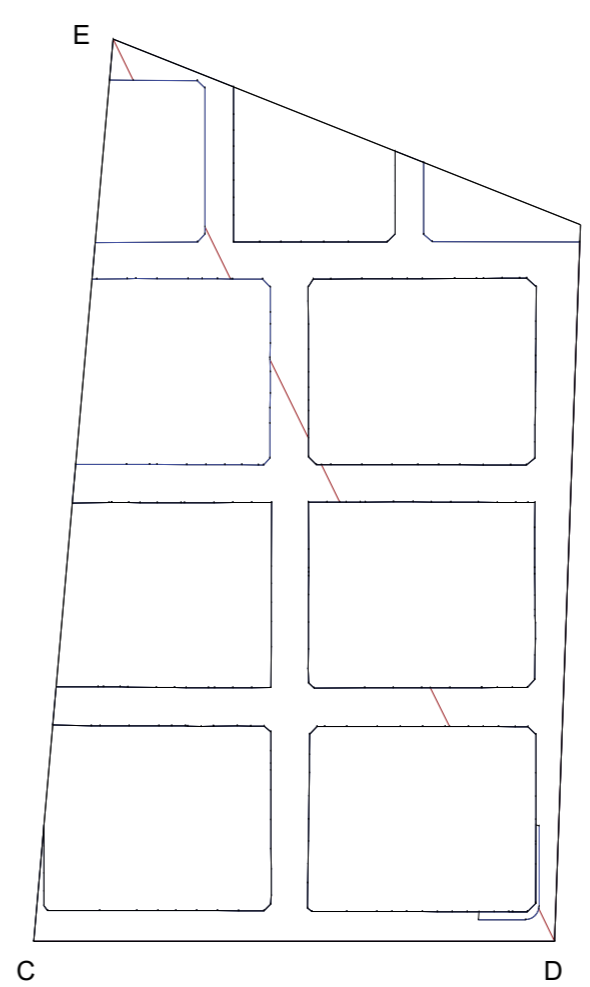
Volúmen Cuenca - Volúmen Manzana - Volúmen Vereda



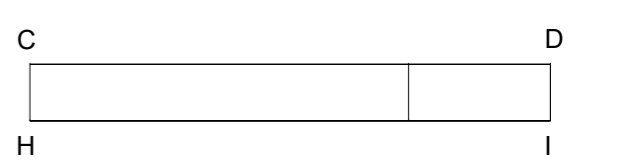
Plano de Corte



Volúmen Cuenca - Volúmen Manzana - Volúmen Vereda - Plano de Corte



Volúmen Adicional



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.

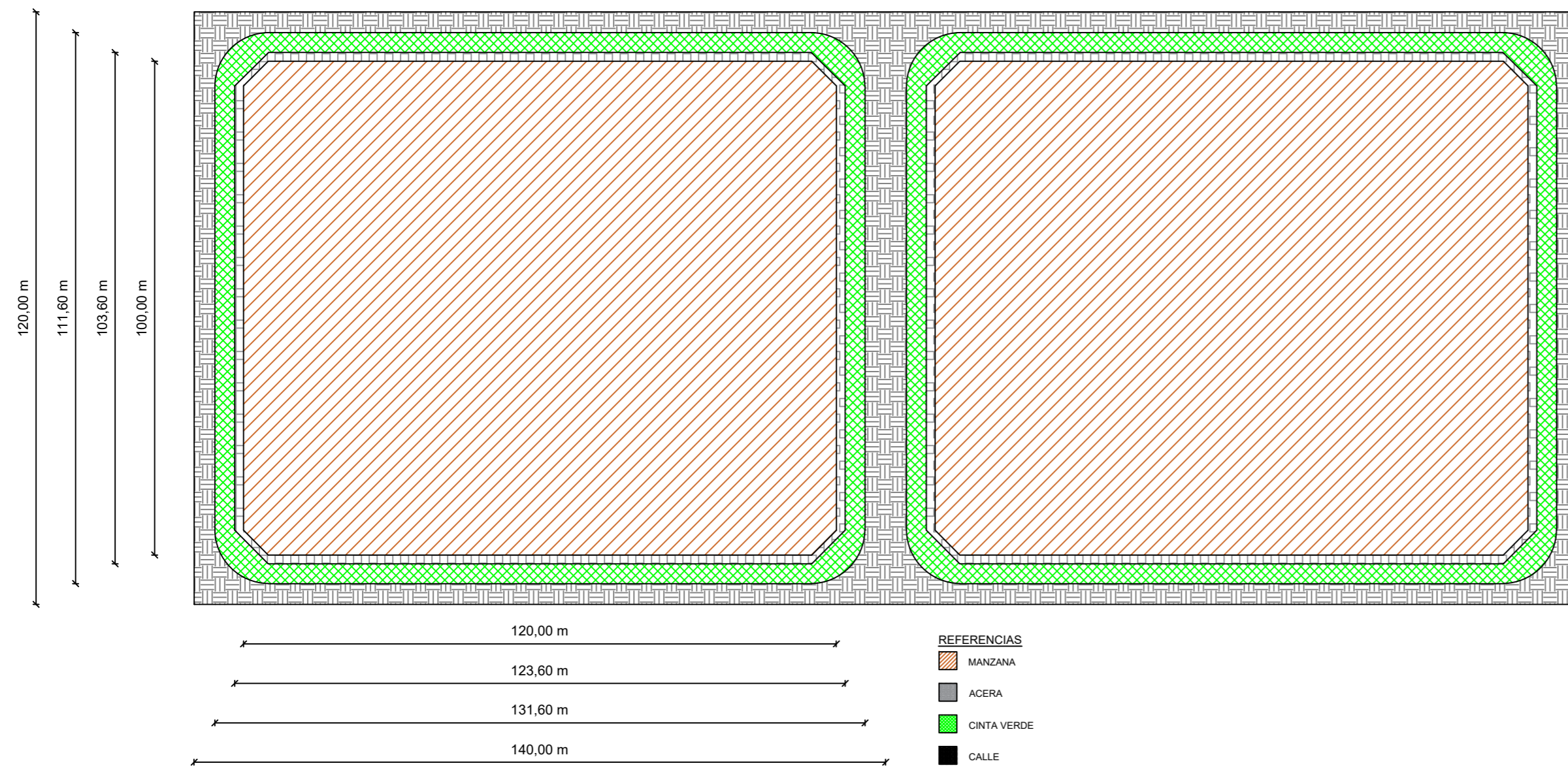
PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto

Alumno : Federico Murtagh

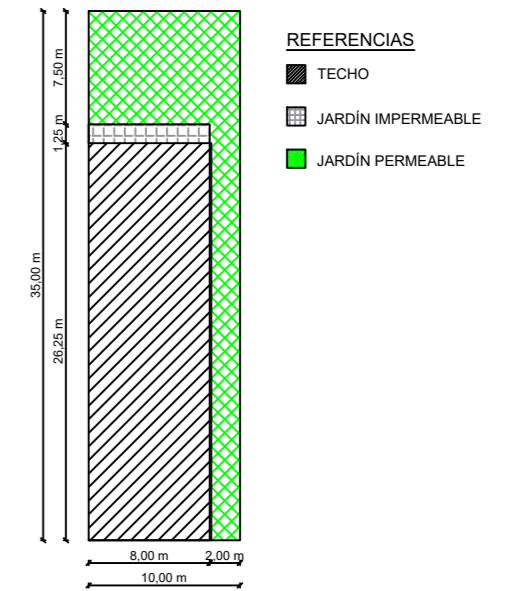
Escala : S/E Tema : Altura - Área de inundación - Volúmen de inundación

Ingeniería Civil

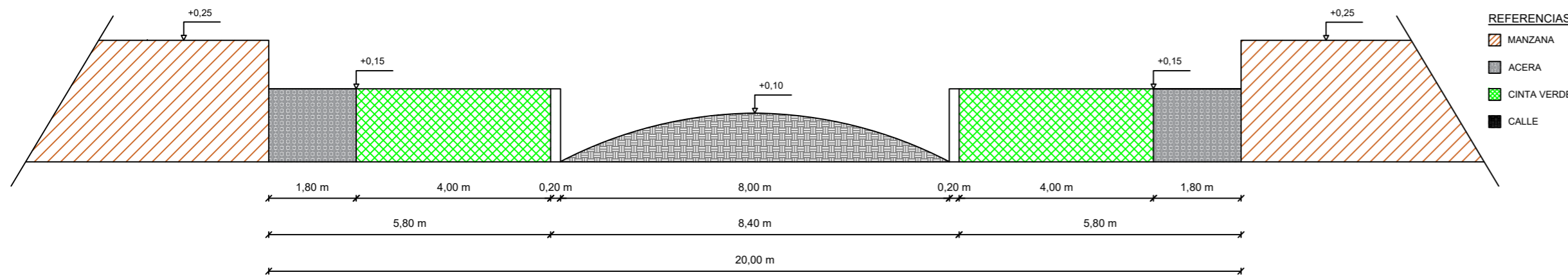
VISTA EN PLANTA



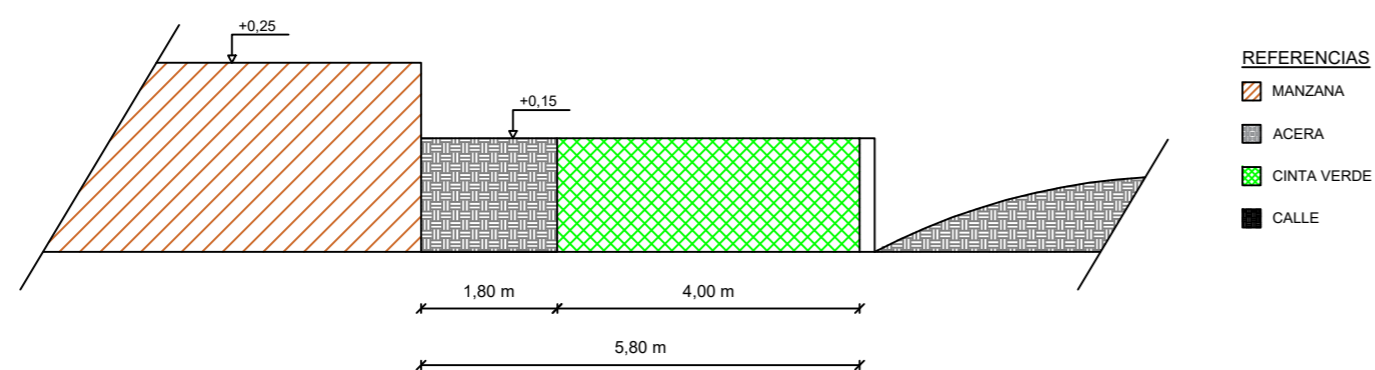
LOTE



VISTA EN CORTE



VEREDA



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.

PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto

Alumno : Federico Murtagh

Escala :

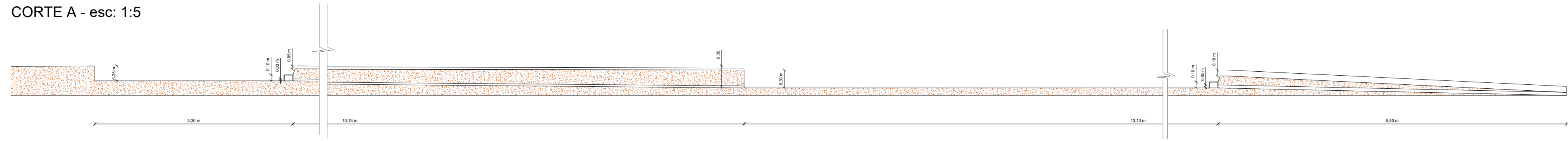
1 : 50

Tema :

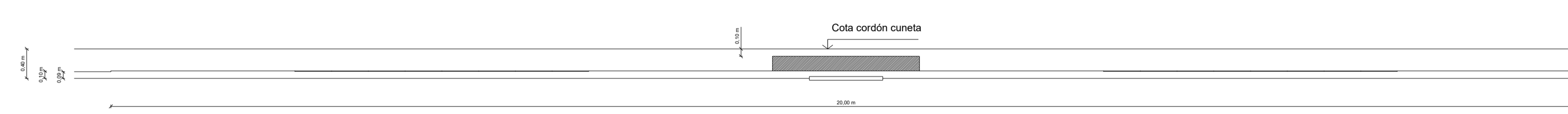
Modificación de los parámetros iniciales

Ingeniería Civil

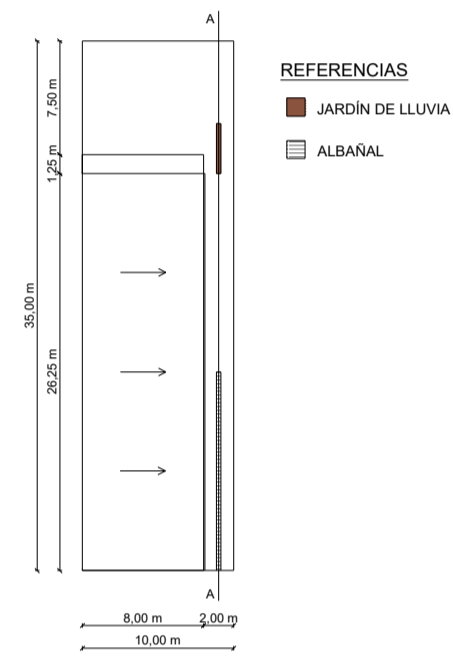
CORTE A - esc: 1:5



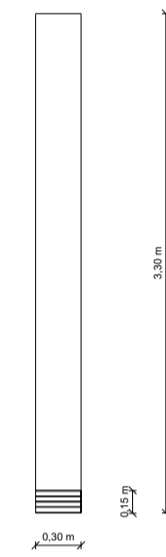
CORTE B - esc: 1:5



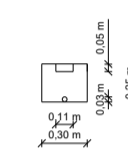
PLANTA - esc: 1:50



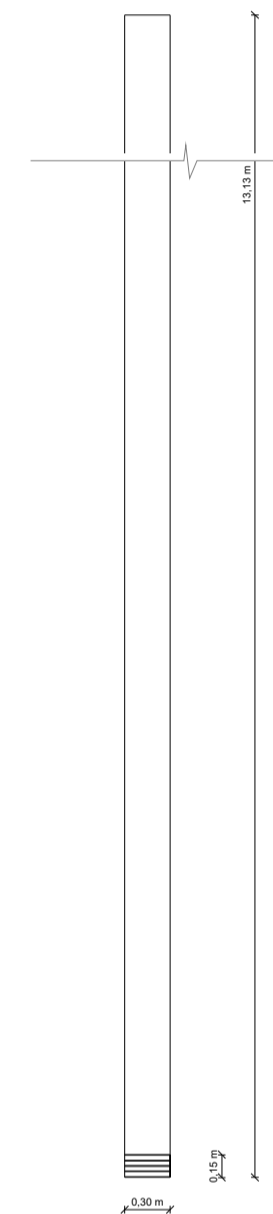
RESERVORIO 1
PLANTA - esc: 1:5



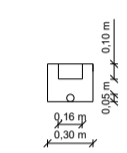
RESERVORIO 1
VISTA FRONTAL - esc: 1:5



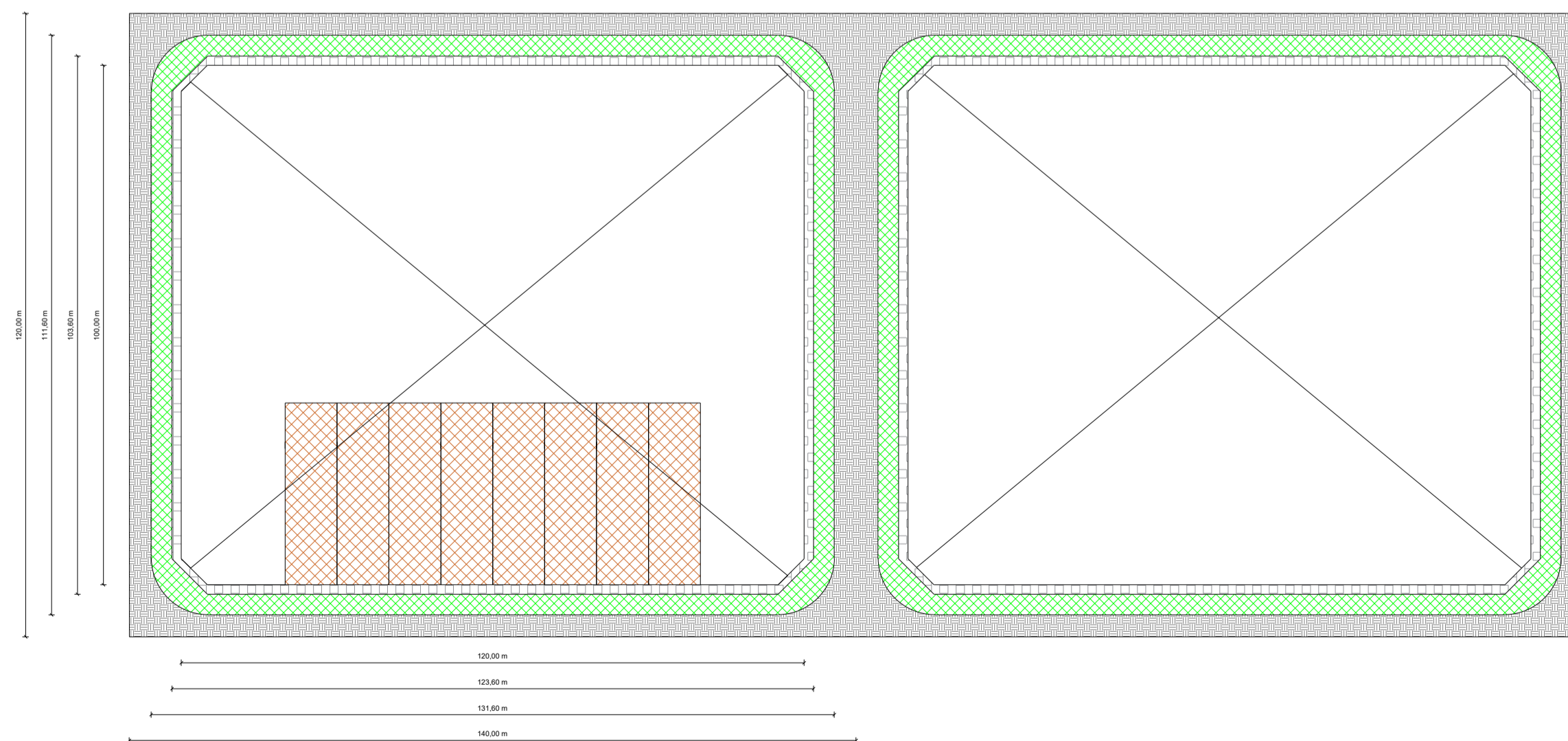
RESERVORIO 2 - esc: 1:5



RESERVORIO 2
VISTA FRONTAL - esc: 1:5

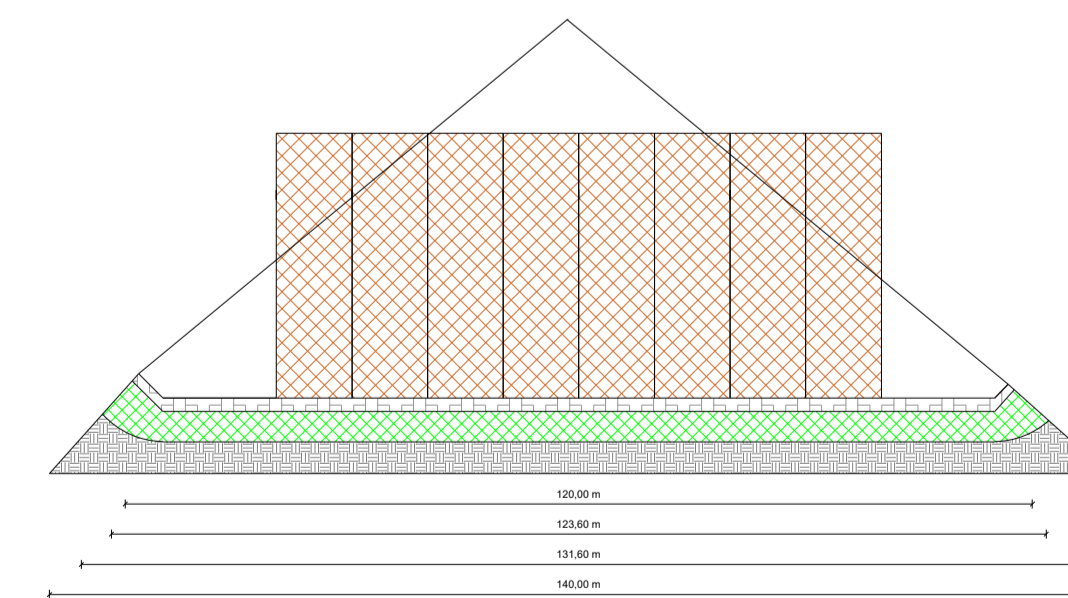


PLANTA - esc: 1:50



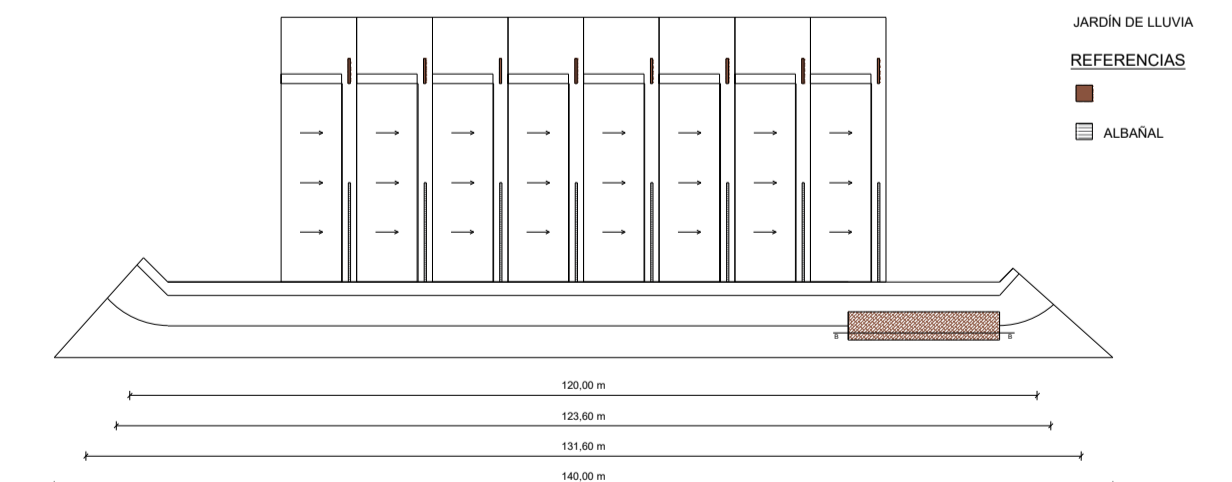
REFERENCIAS

- LOTE
- ACERA
- CINTA VERDE
- CALLE



REFERENCIAS

- LOTE
- ACERA
- CINTA VERDE
- CALLE



JARDÍN DE LLUVIA

REFERENCIAS

- ALBAÑAL

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL - F.R.V.T.

PROYECTO FINAL : Estudio de medidas no estructurales a fin de mitigar excedentes pluviales en casco urbano de Venado Tuerto

Alumno : Federico Murtagh

Escala :
1 : 50

Tema :
Detalles Reservorios

Ingeniería
Civil

CONCLUSIONES Y AGRADECIMIENTOS

Las conclusiones sobre este proyecto son el resultado de un estudio técnico aplicado a un sector de la Ciudad tomado como modelo. En primer lugar fijé mi análisis en los objetivos técnicos que me propuse al comienzo del trabajo y lo segundo en la experiencia vivida hasta llegar a culminar con la tesis y con ello concluir mi carrera.

Desde el punto de vista técnico, puedo afirmar que la aplicación de medidas no estructurales como la modificación de los Indicadores Urbanísticos en las Zonas de Regulación General del Área Urbana de la Ciudad de Venado Tuerto, resultan insuficientes para regular los caudales excedentes frente a precipitaciones de recurrencia 20 años en una zona céntrica de la ciudad, teniéndose que agregar además algunas medidas estructurales para reducir el flujo de agua que llega a la salida de la cuenca ubicada en la intersección de la calle Cerrito y calle Sarmiento como son la incorporación de elementos reguladores de caudal en lote, vereda y calle.

Todo lo desarrollado en el proyecto sigue estrictamente los lineamientos descriptos en el Plan de Desarrollo Territorial de la Ciudad de Venado Tuerto dado que la construcción debe cumplir cierta normativa, en cuanto a la ocupación de superficie construida en el lote, la superficie permeable e impermeable en la vereda y el ancho de la calle. Además se tuvo en cuenta el Plano de Pavimento vigente correspondiente al ejido urbano, para poder trazar la cuenca de estudio.

Me enfoqué en el estudio de una zona de la Ciudad de Venado Tuerto, la cual delimité su cuenca, calculé los caudales en cada punto, analicé la altura de agua en la salida de la misma y apliqué medidas para mitigar el excedente pluvial. Hay zonas lindantes a esta cuenca que no están incluidas en este proyecto, por lo que dejo abierto este tema para que sea desarrollado en un futuro por alumnos o profesionales de la materia con mayor profundidad si están interesados.

Por último debe destacarse lo relevante que sería la aplicación de este proyecto en la Ciudad de Venado Tuerto para con ello mitigar el excedente pluvial en diferentes zonas, retardando el agua que sale de los lotes y la generada en veredas y calles, respetando el impacto hidrológico cero y evitando problemas aguas abajo.

Como apreciación personal sobre el tema ante el cual me enfrenté al momento de desarrollar este proyecto, debí recurrir como fuente al empleo de los conocimientos

adquiridos durante estos años de estudio en nuestra facultad, e incluso buscar otras fuentes de información, a lo que debo agregar el apoyo recibido de mucha gente que contribuyó con sus ideas para arribar al resultado final, lo cual me permitió ampliar mis conocimientos en un tema trascendente para la vida urbana de nuestra Ciudad.

La sensación que me queda al finalizar este proyecto final es de felicidad por haber concretado esta tarea encomendada tan importante y la perseverancia para luchar por lo que uno quiere hasta lograr conseguirlo. También orgulloso de haber logrado una de las etapas más difíciles de mi vida que es la de convertirme en un profesional y la gratitud a cada una de las personas que me acompañaron y ayudaron a hacer realidad este sueño.

Me gustaría mencionar a quienes formaron parte de este camino y de los cuales voy a estar agradecido por siempre:

- La Familia; por el apoyo constante y diario durante toda la etapa facultativa.
- La Universidad; por brindarme el espacio físico, sus herramientas para facilitar el transitar esta etapa.
- Los Docentes; por brindarme su conocimiento y su predisposición día a día hacia para formarme como profesional.
- Compañeros de la Facultad; con los cuales he podido compartir momentos inolvidables que han hecho más ameno este camino.
- Todos aquellos que han sido parte de la ejecución de este proyecto y que han colaborado desinteresadamente conmigo.

Reflexionando sobre todo este tiempo vivido como estudiante universitario, concluyo que este camino es extenso y exigente, pero no se realiza solo, sino que necesita el acompañamiento y el apoyo de todas las personas que nombre anteriormente.

BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

A continuación, se detalla el listado de la fuente de información consultada para la ejecución del proyecto:

- MARTÍNEZ CANDELO, G. (2013). *Sistemas Urbanos de drenaje sostenible (SUDS) como alternativa de control y regulación de las aguas*

lluvias en la ciudad de Palmira. Trabajo de graduación. Bogota D.C.: Universidad Militar Nueva Granada.

- MUNICIPALIDAD DE VENADO TUERTO. *Normativa Reglamentaria*. <http://venadotuerto.gob.ar/html/desarrollo_territorial/tulo_ii_pdt_capitulos_i_a_xi.pdf> [Consulta: 16 de Diciembre de 2020]
- ALONSO, R.L. (2007). “Método Racional en zona urbana. Bases conceptuales y aplicación en medio urbano” en *Hidrología Urbana*. M.G. Valentín .Barcelona.
- WIKIPEDIA LA ENCICLOPEDIA LIBRE. *Venado Tuerto*. https://es.wikipedia.org/wiki/Venado_Tuerto#:~:text=Venado%20Tuerto%20es%20una%20ciudad,5%C2%B0%20a%20nivel%20general [Consulta: 23 de Noviembre de 2020]
- “Cuenca Urbana” en *Drenaje Urbano-Hidrología*.
- SUSDRAIN. *Componente : Jardines de lluvia*. <https://www.susdrain.org/delivering-suds/using-suds/suds-components/infiltration/rain-gardens.html> [Consulta: 13 de Abril de 2021]
- SÁNCHEZ SAN ROMÁN, F JAVIER. (2013). *Tránsito de hidrogramas*. Departamento Geología. España. Universidad Salamanca.